Tampereen yliopisto

Simo Rautiainen

TERÄSBETONIPILARIN VAHVISTAMINEN BETONIMANTTELILLA

Rakennetun ympäristön tiedekunta
Diplomityö
Tarkastaja: professori Matti Pentti
Tarkastaja: professori Anssi Laaksonen
Tarkastaja: yliopistonlehtori Olli Kerokoski
toukokuu 2020

TIIVISTELMÄ

Simo Rautiainen: Teräsbetonipilarin vahvistaminen betonimanttelilla
Diplomityö
Tampereen yliopisto
Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma
toukokuu 2020

Vanhoja rakenteita joudutaan vahvistamaan lisä- ja muuntorakentamisen seurauksena kasvavien kuormien takia. Tässä työssä tarkasteltiin teräsbetonipilarien vahvistamista betonimanttelilla. Tutkimuksessa keskityttiin suorakaidepoikkileikkaukseen, joka vahvistetaan jokaiselta sivulta. Monet kuormansiirtorakenteisiin, materiaalivalintaan ja poikkileikkauksen mitoitukseen liittyvät periaatteet ovat sovellettavissa muihinkin manttelointitapauksiin.

Manttelointinnin kaltaiset rakenteiden vahvistukset ovat hyvin tapauskohtaisia, jolloin oli vaikea luoda kaikkiin tilanteisiin soveltuvia yleispäteviä suunnitteluohjeita. Mantteloimalla vahvistettu pilari on haastava rakenne suunnittelun ja mitoituksen kannalta, koska rakenteessa yhdistyy eri aikaan valetut betonirakenteet, joiden tulisi toimia mahdollisimman yhtenäisenä rakenteena. Uudella betonilla kutistuma ja viruma ovat suuremmat, mikä haittaa kuorman suoraa siirtymistä manttelille ja aiheuttaa betonien rajapintaan leikkausrasituksen. Myös epäsuora kuorman siirtyminen ja pilarin taivutusrasitus lisäävät rajapinnan leikkausrasitusta, joten vanhan betonipinnan käsittely ja rajapinnan toiminta olivat tutkimuksessa keskeisessä roolissa. Pintakäsittelymenetelmistä hiekkapuhallus valikoitui parhaaksi, koska sillä on todettu saavutettavan rajapinnalle korkein tartunta- ja leikkauslujuus vaurioittamatta pintaa haitallisesti. Erityisesti kantaviin rakenteisiin suositellaan aina lisäksi tartuntateräksiä eli leikkausliittimiä, joiden on havaittu lisäävän mantteloitujen pilarien sitkeyttä Toisaalta ne eivät välttämättä lisää vahvistusrakenteen kuormakapasiteettia verrattuna pelkkään vanhan pinnan karhentamiseen. Myös liian voimakasta pinnan käsittelyä tulisi välttää, jotta betoniin ei aiheuteta tartuntaa heikentävää mikrohalkeilua. Betonin korkea lujuus voi merkittävästi hidastaa pinnan käsittelyä ja lisätä kustannuksia, mikä korostuu tulevaisuudessa vahvistettaessa nykyisiä, lujempia betoneja.

Manttelibetonin tulisi kutistua mahdollisimman vähän. Pieni kutistuma vähentää monia yhteistoimintaan liittyviä ongelmia ja edesauttaa kuorman suoraa siirtymistä vahvistusrakenteelle. Valua ja sen tiivistämistä hankaloittavat usein melko tiheä raudoitus ja rakenteen kapeus, jolloin valua voidaan helpottaa itsetiivistyvän betonin käytöllä. Manttelin betoni tulisi olla alkuperäistä betonia lujempaa, mikä johtaa monissa tapauksissa melko korkeaan betonin lujuuteen. IT-betonin ja korkealujuusbetonin tapauksessa korostuu osaaminen materiaalien valmistuksesta ja työmaatekniikasta, jotta saavutetaan esimerkiksi maltillinen kutistuma ja vältytään haitalliselta halkeilulta.

Manttelin suurimmat hyödyt on sen huomattava kuormakapasiteetin lisäys jo pienillä paksuuksilla, erinomainen palonkesto, hyvä pitkäaikaiskestävyys sekä samalla rakenteelle saavutettava uudenveroinen pinta ja ulkonäkö. Lisäksi se on toteutettavissa kustannustehokkaasti tavanomaisilla materiaaleilla ja laitteistolla ilman erikoisammattitaitoa.

Betonimanttelointinnin vahvistamisvaikutus muodostuu pääosin rakenteen kasvaneesta poikkileikkauksesta, mutta myös pilarin puristuslujuuden kasvamisesta sulkemisvaikutuksen seurauksena. Sulkemisvaikutuksen hyödyntäminen vaatii neljän sivun manttelointia ja tiheää hakaraudoitusta. Ilman laskennallista hyödyntämistä se tuo jossain määrin lisävarmuutta ja pienentää vanhan pilarin kuormitusastetta. Tutkimuksessa vahvistetun rakenteen kestävyyttä on analysoitu poikkileikkausjännitysten kautta. Mitoituksessa on huomioitu puristettujen terästen lujuuden heikentyminen nurjahtamisen seurauksena. Toisen kertaluvun vaikutusten laskennassa on sovellettu yleisesti käytettyä eurokoodin nimellisen kaarevuuden menetelmää.

Avainsanat: betoni, pilari, mantteli, vahvistaminen, korjaaminen, sulkemisvaikutus, karhennus, kantavuus, kestävyys

Tämän julkaisun alkuperäisyys on tarkastettu Turnitin OriginalityCheck -ohjelmalla.

ABSTRACT

Simo Rautiainen: Reinforced concrete column strengthening with concrete jacket
Master of Science Thesis
Tampere University
Master's Degree Programme in Civil Engineering
May 2020

Old structures must be strengthened when loadings increase because of the additional development or a use of the building is changed. In this thesis was studied the concrete columns strengthening with concrete jacket. The aim was focus on rectangular column that is strengthened by four-side jacketing, but many principles of the load transmission structures, material choice and cross-section dimensioning are able to apply to other jacketing cases too.

Structural strengthenings, like concrete jacketings are very case-specific when it is difficult create general planning recommendations for all different types cases. Strengthened column with jacket is complicated structure to design because new concrete structure combines with old concrete surface and structural components should behave so monolithically as possible. Shrinkage and creep of the new concrete are larger when jacket is loaded less directly and it causes shear strain to interface. Also, indirectly load transmission and bending moment increase shear strain of the interface. For that reason, treatment of the concrete surface and performance of the interface played a significant role in this study. In study was found the greatest shear resistance and bond to the interface were achieved by sandblasting. The dowels at the interface are always recommended for use particularly in load-bearing structures. However, they didn´t increase the bending capacity compared to interface roughening of jacketed column, but bending resistance remained though lateral displacement was increased. Also, too heavy treatment of the interface should be avoided to avoid micro-cracking which results in interface weakness. High concrete strength can significantly hinder interface treatment and add to the cost which will be emphasized in the future when strengthening increasingly hard concrete.

Jacket concrete should shrink as little as possible. A little shrinkage reduces many of the problems associated cooperation of structural components and helps direct transfer to the jacket. A dense reinforcement and thinness of the structure often hinder concreting and compaction, which can be facilitated by the use self-compacting concrete. The strength of the new concrete should be greater than that of the column, that´s why strength of the jacket concrete rises quite high in many cases. The use of the self-compacting and high-strength concrete emphasizes expertise in the manufacturing of materials and site practices in order, for example, to achieve moderate shrinkage and to avoid harmful cracking.

The major advantages of a jacket are its notable increase in load capacity even with small thicknesses, excellent fire resistance, durability and at the same time achieve a like new surface and appearance. In addition, it can be implemented cost-effectively with conventional materials and equipment without special skills.

Strengthening effect of the concrete jacketing consists mainly of the increased cross-section, but also increased strength of the old concrete due to effect of confinement. The use of an effect of confinement requires four-side jacketing and small spacing of the transverse reinforcement. Even if effect of confinement isn´t use in dimensioning, it gives some additive safety and reduces load rate of the old structure. In this thesis strengthened structure capacity has been analysed through the cross-sectional stresses. Buckling effect of the compressed longitudinal bars has been considered in the dimensioning by reducing the strength of the compressed steel. The commonly used method based on nominal curvature has been applied to determine the second order effects.

Keywords: concrete, column, jacketing, strengthening, retrofit, rehabilitation, repair, effect of confinement, roughness, capacity

The originality of this thesis has been checked using the Turnitin OriginalityCheck service.

ALKUSANAT

Tämä opinnäytetyö on tehty osana Tampereen yliopiston rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkintoa. Tutkimus tehtiin A-Insinöörit Suunnittelu Oy:n toimeksiantona tukemaan korjausrakentamisen palveluita. Tutkimuksen aihe on täydentänyt erinomaisesti opintojani, joiden pääaineena on ollut rakennesuunnittelu ja sivuaineena korjausrakentaminen. Opintokokonaisuudesta muodostui hyvä pohja jatkaa suunnittelijan uralle.

Haluan kiittää A-Insinöörit Suunnittelu Oy:tä ja Tampereen korjaussuunnitteluyksikköä diplomityöpaikan tarjoamisesta ja työn suorittamisesta joustavasti muun työn ohessa. Haluan kiittää kiinnostavasta aiheesta ja tuesta työn teossa ohjausryhmää, johon on kuulunut Jani Humalajoki ja Timo Vuolle. Samoin kiitän työn tarkastajia ja ohjaajia Matti Penttiä, Anssi Laaksosta ja Olli Kerokoskea kommentoinnista ja neuvoista työn teossa.

Tampereella, 20.5.2020

Simo Rautiainen

SISÄLLYSLUETTELO

1. JOHDANTO 1
1.1 Tausta 1
1.2 Tavoitteet 2
1.3 Tutkimuksen rajaus 3
1.4 Tutkimusmenetelmä 3
2. TERÄSBETONIN MATERIAALIOMINAISUUDET 5
2.1 Betonin osa-aineet ja lujuusominaisuudet 5
2.2 Betoniteräkset 7
2.3 Teräsbetonin muodonmuutokset 8
2.3.1 Viruma 8
2.3.2 Kutistuma 11
2.4 Betonin halkeilu 14
2.5 Betonin säilyvyys 16
3. VAHVISTUSRAKENTEEN TOTEUTTAMINEN 20
3.1 Vanhan betonipinnan esikäsittely 20
3.1.1 Betonin puhdistusmenetelmät 20
3.1.2 Betonin poistomenetelmät 24
3.1.3 Pinnan karkeuden luokittelu 26
3.1.4 Esikäsittelyn valinta 27
3.2 Leikkausliittimet 29
3.3 Rajapinnan käsittelyn vaikutus pilarin toimintaan 32
3.3.1 Betonipinnan käsittelyn vaikutus eri aikaan valetun pinnan tartunta- ja leikkauslujuuteen 32
3.3.2 Tartuntaterästen ja raudoituksen hitsaamisen vaikutus vahvistetun pilarin kestävyyteen ja jäykkyyteen 33
3.3.3 Betonipinnan käsittelyn vaikutus vahvistetun pilarin kestävyyteen ja jäykkyyteen 37
3.4 Materiaalien valinta 40
3.5 Betonointi 44
3.6 Kuorman siirtyminen 47
3.6.1 Ulkoisten kuormien siirtyminen vahvistusrakenteelle 48
3.6.2 Vahvistusrakenteen kuormansiirto perustuksiin 52
4. VAHVISTETUN RAKENTEEN MITOITUS 54
4.1 Lähtötiedot 54
4.2 Teräsbetonirakenteiden suunnitteluperusteet 56
4.3 Teräsbetonipilarin mitoitusmenetelmät eri rajatiloissa 57
4.4 Poikkileikkaustyypit 61
4.5 Manttelin ja vanhan pilarin rajapinnan leikkausliitos 63
4.5.1 Rajapinnan leikkausvoima 63
4.5.2 Liitossiirtymä 68

4.5.3 Rajapinnan leikkauskestävyys 70
4.6 Manttelin tehollinen kimmokerroin 72
4.7 Pilarin hoikkuus ja nurjahduspituus 74
4.8 Toisen kertaluvun vaikutukset 76
4.9 Tehollisen poikkileikkauksen laskentamenetelmä 79
4.10 Sulkemisvaikutus 81
4.11 Puristetun raudoituksen jännitys-venymäkäyrä 88
4.12 Poikkileikkauksen jännitysjakauma ja yhteisvaikutuskäyrä 93
4.12.1 Poikkileikkauksen venymärajat 93
4.12.2 Neutraaliakseli ja poikkileikkauksen jännitykset 96
4.13 Vertailulaskelmat 100
5. YHTEENVETO 104
LÄHTEET 108
LIITE A: B500B-TERÄKSEN VETOKOE 111

LYHENTEET JA MERKINNÄT

Esitetyt merkinnät ovat betonin suureita, ellei selitteessä toisin mainita. Tässä yhteydessä *pilarilla* tarkoitetaan alkuperäistä vahvistamatonta pilarirakennetta.

Latinalaiset kirjaimet

a_{scc}	pilarin hakojen muodostama jäykkyysparametri
a_{scj}	manttelin hakojen muodostama jäykkyysparametri
A_C	poikkileikkausala
A_{sc}	pilarin raudoituksen poikkileikkausala
A_{cj}	manttelin poikkileikkausala
A_i	eri aikaan valettujen betonien rajapinnan pinta-ala
A_s	eri aikaan valettujen betonien rajapinnan läpi kulkeva raudoituksen poikkileikkausala
A_{sj}	manttelin raudoituksen poikkileikkausala
$A_{s.max}$	pääraudoituksen maksimipoikkipinta-ala
A_{stc}	pilarin hakaraudoituksen poikkileikkausala (yhden tangon)
A_{stj}	manttelin hakaraudoituksen poikkileikkausala (yhden tangon)
B	vahvistetun pilarin pienempi poikkileikkausmitta (leveys)
b	pilarin pienempi poikkileikkausmitta (leveys)
c	suojabetonipaksuus
c_c	pilarin suojabetonipaksuus
$C_{c.i}$	pilarin puristusresultantti tarkasteltavassa tilanteessa *i*
c_j	manttelin suojabetonipaksuus
$C_{j.i}$	manttelin puristusresultantti tarkasteltavassa tilanteessa *i*
D	leikkausliittimen halkaisija
d	poikkileikkauksen tehollinen korkeus
d_{bc}	pilarin pääraudoituksen halkaisija
d_{bj}	manttelin pääraudoituksen halkaisija
$d_{c.i}$	pilarissa puristusresultantin etäisyys neutraaliakselista
$d_{j.i}$	manttelissa puristusresultantin etäisyys neutraaliakselista
d_{sc}	pilarin hakaraudoituksen halkaisija
d_{sj}	manttelin hakaraudoituksen halkaisija
E	kimmokerroin yleisesti
e_2	normaalivoiman lisäepäkeskisyys, joka aiheutuu toisen kertaluvun vaikutuksista
E_c	tangenttikimmokerroin 28 vuorokauden ikäisenä, jännityksen ollessa $\sigma_c = 0$
E_{cm}	sekanttikimmokerroin, joka tarkoittaa $\sigma_c = 0 \ldots 0{,}4\ f_{cm}$ välistä sekanttiarvoa
$E_{c.eff}$	tehollinen kimmokerroin, jolla huomioidaan pitkäaikaisvaikutukset
E_{cd}	kimmokertoimen mitoitusarvo
E_h	teräksen kimmokerroin myötölujittumisvaiheessa
E_{rcm}	manttelin tehollinen kimmokerroin
E_{rj}	redusoitu nurjahtaneen teräksen kimmokerroin
E_s	betoniteräksen kimmokerroin
E_{sec}	suljetun betonin sekanttikimmokerroin
E_{sj}	manttelin betoniteräksen kimmokerroin
e_i	poikkileikkaukseen kuuluvien osien painopisteakseleiden välinen etäisyys

f_{cc}	suljetun betonin puristuskapasiteetti
$F_{c.i}$	pilarin vedetyn tai vähemmän puristetun reunan teräksissä vaikuttava voima
$F'_{c.i}$	pilarin puristetun tai enemmän puristetun reunan teräksissä vaikuttava voima
f_{ck}	lieriölujuuden ominaisarvo
$f_{ck.c}$	pilarin betonin lieriölujuuden ominaisarvo
$f_{ck.j}$	manttelin betonin lieriölujuuden ominaisarvo
$f_{cd.c}$	pilarin betonin lieriölujuuden mitoitusarvo
$f_{cd.j}$	manttelin betonin lieriölujuuden mitoitusarvo
f_{cm}	keskimääräinen lieriölujuus
f_{ctd}	vetolujuuden mitoitusarvo
$f_{ctm.j}$	manttelin betonin vetolujuuden keskimääräinen arvo
$F_{j.i}$	manttelin vedetyn tai vähemmän puristetun reunan teräksissä vaikuttava voima tarkasteltavassa tilanteessa *i*
$F'_{j.i}$	manttelin puristetun tai enemmän puristetun reunan teräksissä vaikuttava voima tarkasteltavassa tilanteessa *i*
$f_{l.c}$	pilarin hakojen aiheuttama sulkemisjännitys
$f_{l.j}$	manttelin hakojen aiheuttama sulkemisjännitys
$f_{l.co}$	yhdistetty ekvivalentti sulkemisjännitys
F_{shr}	manttelin kutistuman suuruista puristumaa vastaava voima
f_{yk}	betoniraudoitteen myötölujuuden ominaisarvo
$f_{yk.j}$	manttelin betoniraudoitteen myötölujuuden ominaisarvo
f_{yd}	betoniraudoitteen myötölujuuden mitoitusarvo
$f_{yd.c}$	pilarin betoniraudoitteen myötölujuuden mitoitusarvo
$f_{yd.j}$	manttelin betoniraudoitteen myötölujuuden mitoitusarvo
G	pysyvät kuormat yleisesti
H	vahvistetun pilarin suurempi poikkileikkausmitta (korkeus)
h	pilarin suurempi poikkileikkausmitta (korkeus)
h_0	poikkileikkauksen muunnettu paksuus
I	neliömomentti (jäyhyysmomentti) yleisesti
i	neliösäde (jäyhyyssäde) yleisesti, alaindeksinä viittaa tarkasteltavaan tilanteeseen ($i = 1 \ldots$)
I_j	manttelin pääteräksen neliömomentti
i_s	raudoituksen neliösäde (jäyhyyssäde)
k_h	kerroin, joka riippuu muunnetusta paksuudesta h_0
K_φ	kerroin, joka huomioi nimellisen kaarevuuden menetelmässä virumisen
K_r	kerroin, joka huomioi kuormitusasteen normaalivoiman suhteen
$k_{vj}, k_{vc}, k_{hj}, k_{hc}$	kertoimet, jolla huomioidaan hakojen tuen epäjatkuvuus
l_0	rakenteen nurjahduspituus
L_j	manttelin pääteräksen nurjahduspituus
M	taivutusmomentti yleisesti
M_2	toisen kertaluvun lisätaivutusmomentti
$M_{0,Ed}$	taivutusmomentti ulkoisista kuormista murtorajatilassa
$M_{0,Eqp}$	taivutusmomentti käyttörajatilan pitkäaikaiskuormilla
M_{Ed}	taivutusmomentti murtorajatilassa sisältäen mittaepätarkkuudet ja toisen kertaluokan vaikutukset
N	normaalivoima yleisesti
n	suhteellinen normaalivoima
N_1	pilarille tuleva kuorma lopullisessa rakenteessa
N_2	manttelille tuleva kuorma lopullisessa rakenteessa

N_a	lisäkuorma yhteensä
n_{bal}	suhteellinen normaalivoima taivutuskestävyyden maksimiarvolla
N_{cr}	*Eulerin* kriittinen nurjahduskuorma
N_{Ed}	normaalivoiman mitoitusarvo
P	vaakakuorma yleisesti
Q	hyötykuorma yleisesti
s	betonien rajapinnan liitossiirtymä
s_c	pilarin hakajako
s_j	manttelin hakajako
s_{max}	suurin sallittu hakajako
S_{P1}	pilarin alkuperäinen kuorma
s_u	leikkausliittimen murtoliukuman raja-arvo
T	voima, jolla pilarin kuormaa työnaikaisesti kevennetään
t	ajan hetki, jolloin suuretta tarkastellaan
u	poikkileikkauksen piiri
V	leikkausvoima yleisesti
V_{Ed}	yhteen leikkausliittimeen kohdistuvan leikkausvoiman mitoitusarvo
V_{Rd}	yhden leikkausliittimen leikkauskestävyyden mitoitusarvo
v_{Rdi}	betonien rajapinnan leikkauskestävyys mitoituarvo [MPa]
x_i	neutraaliakselin sijainti puristetusta tai enemmän puristetusta reunasta

Kreikkalaiset kirjaimet

α	suhde, kerroin (useita)
α_{cc}	kerroin, jolla huomioidaan betonin lujuutta heikentävät pitkäaikaistekijät
α_i, β_i	kerroin, jolla huomioidaan betonin jännitys-venymäkäyrän epälineaarisuus
γ_C	betonin materiaaliosavarmuuskerroin
γ_{CE}	betonin kimmokertoimen osavarmuuskerroin
γ_{SH}	kutistuman osavarmuuskerroin
δ	manttelikerroksen paksuus
$\delta_{tot.i}$	manttelikerroksen paksuus yhteensä tarkasteltavassa suunnassa
ε_{ca}	sisäinen kutistuma
ε_c	kimmoinen muodonmuutos (puristuma)
ε_{c2}	betonin puristuslujuutta vastaava muodonmuutos (puristuma)
ε_{cc}	viruma
ε_{cc2}	suljetun betonin puristuskapasiteettia vastaava puristuma
ε'_{cci}	reunapuristuma pilarin betonissa
ε_{ccu2}	suljetun betonin murtopuristuma
ε_{cd}	kuivumiskutistuma
$\varepsilon_{cd.0}$	nimellinen kuivumiskutistuma
ε_{cs}, ε_{shr}	kokonaiskutistuma
ε_{cu2}	betonin murtopuristuma yleisesti
$\varepsilon_{cu.j}$	manttelin betonin murtopuristuma
$\varepsilon_{c.ser}$	jännityksen 0,45 f_{ck} pilariin aiheuttama puristuma
ε_s	teräksen venymä
ε_{sci}	pilarin vedettyjen tai vähemmän puristettujen terästen venymä
ε'_{sci}	pilarin puristettujen tai enemmän puristettujen terästen venymä
ε_{sji}	manttelin vedettyjen tai vähemmän puristettujen terästen venymä
ε'_{sji}	manttelin puristettujen tai enemmän puristettujen terästen venymä
ε_{ud}	teräksen murtovenymän mitoitusarvo

ε_y	teräksen myötövenymä
ε_*	teräksen venymä, jolla muodonmuutoksien nopeus kasvaa
λ	hoikkuus
λ_{lim}	rajahoikkuus, jolla 2. kertaluvun vaikutuksia ei tarvitse huomioida
μ	suhteellinen taivutusmomentti
μ_{fi}	palotilanteen normaalivoiman mitoitusarvon ja normaalilämpötilan mitoituskestävyyden suhde
ρ	betonien rajapinnan leikkausraudoitussuhde (A_s/A_i)
σ_2	$= f_{l.co}$
$\sigma_{Ek.c}$	puristusjännitys käyttörajatilan pitkäaikaiskuormilla
σ_c	puristusjännitys
σ_{cc}	suljetun betonin puristusjännitys
σ_n	betonien rajapintaan kohdistuva puristusjännitys
$\sigma_{s.c}$	teräksen puristusjännitys
$\sigma_{s.t}$	teräksen vetojännitys
τ	leikkausjännitys yleisesti
ν	kerroin, jolla huomioidaan leikkauksesta halkeilleen betonin alentunut lujuus
φ	virumaluku
φ_j	manttelin virumaluku
φ_{ef}	viruma-aste
Ψ_c	kerroin, joka huomioi manttelin betonin lujuuden
Ψ_h	kerroin, joka huomioi pilarin hoikkuuden
ω	mekaaninen raudoitussuhde ($A_s f_{yd}/(A_c f_{cd})$)

1. JOHDANTO

1.1 Tausta

Teräsbetonipilareja joudutaan vahvistamaan, kun niiden kuormakapasiteettia halutaan kasvattaa tai vaurioituneen pilarin heikentynyt kantavuus täytyy palauttaa. Teräsbetonipilareita voidaan vahvistaa eri menetelmillä, joista betonimanttelointi on ollut pitkään yleisesti käytössä oleva menetelmä. Manttelointinissa vanhan pilarin ympärille valetaan tai ruiskutetaan betonia, joka liittyy vanhaan rakenteeseen pinnan karheuden ja erillisten tartuntaterästen avulla. Suurempi poikkileikkaus kasvattaa pilarin taivutusvastusta ja puristuskestävyyttä. Teräsbetonipilari voidaan vahvistaa myös rakenneteräksellä tai hiilikuidulla, mutta ne eroavat hyvin oleellisesti betonimanttelointinista, jolloin niitä ei käsitellä tämän työn yhteydessä.

Kantavien rakenteiden mitoituksessa käytettävä eurokoodi sisältää standardin liittorakenteiden mitoitukseen (SFS-EN 1994-1-1), mutta sen mukaisia yksityiskohtaisia mitoitusohjeita voidaan käyttää vain määrätyn muotoisille betonista ja rakenneteräksestä koostuville rakenneosille [22]. Tästä johtuen betonimanttelin ja vanhan teräsbetonipilarin muodostaman liittorakenteen mitoituksessa joudutaan soveltamaan betonirakenteiden ja liittorakenteiden mitoitusperiaatteita. Mitoituksen yksinkertaistamiseksi mantteliosa voidaan mitoittaa itsenäisenä osana kestämään lisäkuorma, jolloin yhdistetyn rakenteen suurempi taivutusvastus jää hyödyntämättä. Esimerkiksi yhden sivun manttelointinissa, jossa rakenteen yhteistoimintaa on hankala varmistaa, uusi rakenne onkin järkevää mitoittaa itsenäisenä rakenteena. Toisaalta kaikki pilarien kasvattamiseen käytetty tila on pois rakennuksen hyötykäytöstä ja uusi rakenne lisää pysyviä kuormia, joilla on betonirakenteiden tyypillisillä paksuuksilla merkittävä vaikutus.

Vahvistetun pilarin rakenteellisen toiminnan tekee haastavaksi eri aikaan valettujen osien rajapintaan muodostuva leikkausjännitys, jolloin vanhan pilarin ja mantteliosan välille pyrkii muodostumaan liukumaa. Jotta osien välillä olisi täydellinen liittovaikutus ja rakennetta voisi pitää monoliittisena, liukuman tulisi olla mahdollisimman pieni. Rajapinnan leikkauskestävyyden ja tartunnan parantamiseksi tehtävää karhennusta ja muuta käsittelyä vaikeuttaa yhä enemmän käytettävä korkeamman lujuuden betoni, mikä voi lisätä merkittävästi toteutuskustannuksia.

Uuden ja vanhan betonimateriaalin erilaiset ominaisuudet ovat toinen merkittävä haaste. Uuden betonin suuremmasta kutistumasta johtuen vanha pilari pidempänä pyrkii kantamaan suurimman osan yhdistetyn rakenteen kuormasta, jolloin rakenteen vahvistamisen hyöty jää vähäiseksi erityisesti mitoituskuormia pienemmillä todellisilla kuormilla. Kun uusi betoniosa ei pääse vapaasti kutistumaan, rakenteeseen syntyy halkeilua, joka yhdessä viruman kanssa heikentää rakenteen kestävyyttä, säilyvyyttä ja ulkonäköä.

Tutkimuksia teräsbetonipilarin vahvistamisesta betonimanttelilla on esitetty useissa tiedejulkaisuissa [8, 17, 18, 23-25, 38, 40]. Suomessa vastaavaa aihetta on tutkittu Sami Savolaisen diplomityössä [35]. Yleisesti teräsbetonisten rakenteiden vahvistamista ja kantavuuden selvittämistä on käsitelty Valtteri Karin diplomityössä [19]. Lisäksi on useita muita opinnäytetöitä, joissa käsitellään kantavien rakenteiden vahvistamista eri menetelmillä. Näistä tutkimuksista saadaan hyvää vertailumateriaalia tämän työn tuloksille.

1.2 Tavoitteet

Tutkimuksen päätavoitteena on kehittää mitoitusperiaatteita betonimanttelilla vahvistetulle teräsbetonipilarille siten, että pystytään hyödyntämään yhdistetyn rakenteen kapasiteettia, mutta pysytään mitoituksellisesti varmalla puolella. Kuten korjaussuunnittelussa yleensäkin, vahvistettavan rakenteen mitoituksessa tulee huomioida lisäepävarmuudet, kuten lähtötietojen puutteellisuus tai virheellisyys verrattuna todelliseen rakenteeseen. On tärkeää harkita, millä tarkkuudella mitoitus on järkevää tehdä, jos pelkkä lähtötietojen epävarmuus vie yksityiskohtaisemman mitoituksen hyödyt. Mitoituksen tulisi olla myös riittävän yksinkertaista ja nopeasti tehtävissä, jotta se soveltuisi päivittäiseen käytännön suunnittelutyöhön. Lopputuloksena tavoitteena on toteuttaa varsinaisen tutkimuksen ohessa kohdeyritykselle sisäinen suunnitteluohje ja yksinkertainen mitoituspohja. Samalla yritykselle saadaan yhtenäisempi tapa, jolla suunnitella teräsbetonipilarien vahvistuksia, mikä parantaa ja tehostaa suunnittelua.

Tutkimuksessa käsitellään vahvistetun rakenteen mitoituksesta:

- uuden ja vanhan rakenteen rajapinnan toiminta
- pilarin nurjahduspituus ja hoikkuus
- jännityksen jakautuminen poikkileikkauksessa

Lisäksi on hyvin oleellista tarkastella kuorman siirtymistä pilarin uudelle osalle, pilarin uuden ja vanhan osan välillä ja edelleen aina perustuksille saakka. Kuorman siirron ratkaisut vaikuttavat merkittävästi, missä suhteessa uusi ja vanha rakenne kantaa kuormia. Manttelin suoran kuormittumisen varmistamiseksi vanhaa rakennetta usein tunkataan tai

osittain puretaan, mitkä ovat keskeinen osa työmaatoteutusta ja rakenteen kokonaiskustannusta. Betonin materiaalivalinnoilla voidaan vaikuttaa rakenteen kestävyyteen ja lujuuteen, mutta myös toteutukseen, kuten käyttämällä itsetiivistyvää betonia tai kutistuman hallitsemiseksi paisuvaa betonia. Materiaalivalinta on yksi tutkimuksen keskeisistä osa-alueista.

Tutkimuksessa vertaillaan erilaisia betonipintojen puhdistus- ja karhennusmenetelmiä keskittyen betonipilarien käsittelyyn, mutta jotka ovat sovellettavissa yleisemminkin erilaisille betonipinnoille. Samalla esitetään ratkaisuja liitoksien ja yksityiskohtien toteuttamiseksi, jotta rakenne toimisi halutulla tavalla.

1.3 Tutkimuksen rajaus

Tutkimus koskee teräsbetonisia pilarirakenteita, joita vahvistetaan betonimanttelilla. Tutkimuksessa ei käsitellä muita rakenneosia, kuten teräsbetonipalkkeja, joilla pääasiallinen rasitus muodostuu taivutuksesta ja leikkauksesta normaalivoiman sijaan. Tutkimuksessa ei käsitellä esimerkiksi siltojen pilareita, joilla esiintyy liikenteestä aiheutuvia dynaamisia kuormia, lämpötilaerosta johtuvia rasituksia sekä aalto- ja jääkuormia. Pilarin poikkileikkaus rajoitetaan kaksoissymmetriseen, suorakaiteen muotoiseen ja pilarin pituudella muuttumattomaan poikkileikkaukseen.

Työ painottuu pilarien vahvistamiseen kuormakapasiteetin lisäämiseksi, eikä tarkemmin käsitellä esimerkiksi vaurioituneiden pilarien korjaamista, kantavuuden palauttamista tai kantavien rakenteiden kuntotutkimusta.

Työssä esitettävät betonipinnan puhdistus- ja karhennusmenetelmät sekä esimerkiksi keinot betonin kutistuman ja halkeilun vähentämiseksi ovat sovellettavissa muillekin betonirakenteille, vaikka työssä niitä käsitellään pilareiden kannalta.

Raudoitteiden kiinnittämiseen vanhaan betoniin käytetään yleisesti adheesioon perustuvia injektiomassoja, joilla saavutetaan liitokselle suuria ulosveto- ja leikkauskestävyyksiä. Tässä tutkimuksessa ei perehdytä injektiomassan kiinnittymiseen betoniin, sillä niiden tuotevalmistajat ilmoittavat erilaisten liitosten kestävyydet kokeellisiin mittauksiin ja valmistajien omiin tutkimuksiin perustuen.

1.4 Tutkimusmenetelmä

Tutkimus toteutetaan pääasiassa kirjallisuustutkimuksena, eikä tämän tutkimuksen yhteydessä toteuteta kokeellisia mittauksia. Tietoa betonirakenteiden rakenteellisesta toiminnasta, materiaaliominaisuuksista ja kantavien rakenteiden korjaamisesta löytyy kat-

tavasti RIL:n ja BY:n kirjoista sekä eurokoodistandardeista. Pilarien vahvistamista betonimanttelilla on käsitelty useissa tiedejulkaisuissa ja niissä esitetään myös koekuormitusten tuloksia. Työn aihepiiriin liittyvää tietoa on esitetty myös Väyläviraston eli entisen Liikenneviraston siltojen korjausohjeissa, joissa pääpaino on vaurioituneiden rakenteiden korjauksessa, eikä niinkään kantavuuden kasvattamisessa. Kuorman siirtoa käsitellään perustusten vahvistamista käsittelevässä kirjallisuudessa, sillä erityisesti perustuksilla korostuu suora kuorman siirtyminen ja painumien välttäminen niiden vaikuttaessa koko rakenneukseen. Mitoitusosiossa sovelletaan eurokoodistandardissa ja ympäristöministeriön asetuksissa esitettyjä periaatteita. Mitoituksessa hyödynnetään myös tiedejulkaisuissa esitettyjä empiirisiin tuloksiin perustuvia laskentakaavoja, vaikka pääpaino on analyyttisessä mitoituksessa. Työ ei sisällä varsinaista haastattelututkimusta, mutta työtä täydennetään kohdeyrityksen toteutuneissa kohteissa tehdyillä havainnoilla ja kokemusperäisellä tiedolla.

2. TERÄSBETONIN MATERIAALIOMINAISUUDET

Tässä luvussa esitetään teräsbetonin materiaaliominaisuuksia siltä osin kuin ne ovat oleellisia pilareiden kannalta. Ominaisuuksista esitetään ilmiö ja sen huomioiminen mitoituksessa yleisesti teräsbetonirakenteiden suunnittelussa. Ilmiöiden taustoihin ei perehdytä syvällisesti, sillä betonin materiaalitekniikan taustalla on monimutkaisia kemiallisia reaktioita, joista lisätietoa on saatavilla esimerkiksi betonitekniikan kirjallisuudesta [4]. Samoin betonin valmistaminen ja betonimassan laadunvarmistus ovat pääasiassa materiaalitoimittajan tehtäviä, eivätkä varsinaisesti ole rakenteiden suunnittelua, joten niiden käsittely ei kuulu tämän tutkimuksen laajuuteen.

Teräsbetonirakenteissa betoni yhdessä raudoituksen kanssa muodostavat lujan ja kustannuksiltaan tehokkaan rakenteen. Betoni koostuu pääasiassa kiviaineksesta, sementistä ja vedestä, jotka hydrataatioreaktion myötä kovettuvat saavuttaen suuren puristuslujuuden. Heikosta vetolujuudesta johtuen betoniin lisätään raudoitusteräksiä, joilla on hyvät lujuusominaisuudet niin vedon, puristuksen kuin leikkauksen suhteen. Betoni toimii erinomaisena suojana raudoitteelle, jolloin teräsbetonirakenteet säilyvät ankarissakin rasitusolosuhteissa ja kestävät paloa hyvin. Teräsbetonirakenteiden suuri omapaino aiheuttaa merkittävän osan rakenteen kuormasta rajoittaen sen käyttöä hyvin korkeissa rakennuksissa ja hyvin pitkillä jänneväleillä ilman jännittämistä. Massiivisuus tarjoaa hyvät akustiset ominaisuudet ja helpottaa rakennuksien jäykistyksen toteuttamista esimerkiksi tuulta vastaan. Valettavana materiaalina betoni myös mahdollistaa arkkitehtuurisesti monimuotoisten rakenteiden toteuttamisen, joita voidaan täydentää lukuisilla erilaisilla pinnan käsittelyillä ja värjäyksellä. [4]

2.1 Betonin osa-aineet ja lujuusominaisuudet

Betonin pääasiallinen tehtävä on kestää rakenteessa suurta puristusrasitusta. Betonin vetolujuus on tyypillisesti vain 5...8% puristuslujuudesta, mutta se on tärkeä tieto suunniteltaessa raudoittamattomia rakenteita sekä halkeilun arvioinnissa. Muut ominaisuudet ovat pitkälti verrannollisia puristuslujuuden kanssa, joten mitoituksessa käytettävät kimmokertoimen, vetolujuuden ja taivutusvetolujuuden arvot määritellään puristuslujuuden perusteella. [4, s. 84] [12, s. 30]

Betonin tilavuudesta pääosa on kiviainesta, jolloin sillä on suuri merkitys betonin lujuuteen [4, s. 43]. Isompi, teräväreunainen murskattu kiviaines lisää tartuntaa sementtiki-

veen, mutta samalla heikentää betonimassan notkeutta. Puolestaan hienojakoisempi kiviaines pystyy täyttämään tehokkaasti suurempien rakeiden välit, jolloin sementin ja veden muodostamaa sementtikiveä tarvitaan vähemmän. Betonimassan maksimiraekoon määrittely on tärkeää tiheästi raudoitetutuissa rakenteissa sekä pumppauksen kannalta, jotta betoni liikkuu pumppauskalustossa. [4, s. 48-49] Suomessa yleisesti esiintyvät kivilajit ovat niin lujia, että sementtikivi on kiviainetta heikompaa ja määrittelee pitkälti betonin ominaisuudet. Myös erikokoiset huokoset muodostuvat sementtikiveen, mikä heikentää sen lujuutta. [4, s. 43, 84]

Sementti ja vesi muodostavat sideaineen, joka ikään kuin liimaa kiviaineksen yhteen muodostaen betonia. Sementtiä muodostuu jauhamalla sementtiklinkkeriä, jota valmistetaan polttamalla kalkkikiveä. [4, s. 24-25] Sementin lisänä käytetään seosaineita, jotka ovat peräisin teollisuuden sivutuotteista, kuten silikaa (piidioksidi), lentotuhkaa ja masuunikuonaa. Yhdistämällä seosaineita sementtiin, saadaan tiettyyn käyttötarkoitukseen sopivampia sementtiseoksia. Ne voivat olla esimerkiksi nopeasti kovettuvaa (rapid), alhaisen lämmöntuoton ja sulfaatinkestävää sementtiseosta. Sementtiseosten luokitteluun kuuluu osa-aineiden lisäksi lujuusluokittelu jakamalla ne kolmeen standardilujuusluokkaan: 32,5, 42,5 ja 52,5, jotka tarkoittavat sementin puristuslujuutta 28 vuorokauden iässä. [4, s. 30-31]

Vesi ja sementti muodostavat hydrataatioreaktion seurauksena sementtikiven [4, s. 25]. Vesi vaikuttaa betonimassan notkeuteen ja työstettävyyteen, jotka ovat keskeisiä tekijöitä valun onnistumisessa. Ylimääräinen vesimäärä kuivuttuaan jättää betoniin paljon huokosia, jotka heikentävät betonin lujuutta. Näin ollen vesisementtisuhteelle, joka on tyypillisesti 0,4…0,6 massa-%, haetaan optimaalista arvoa, jotta sekä työstettävyys että lopullinen lujuus olisivat tyydyttävällä tasolla. [4, s. 81-84] Erityisesti korkeamman lujuuden betoneilla joudutaan käyttämään voimakkaasti notkistavia lisäaineita, jotta betonimassaa pystytään työstämään alhaisesta vesimäärästä huolimatta. Betonimassaan voidaan lisätä myös hidastinta tai kiihdytintä, jotka nimensä mukaisesti vaikuttavat sitoutumisnopeuteen ja työskentelyaikaan. Lisäaineilla pystytään muokkaamaan betonin ominaisuuksia paljon ja ne ovat hyvin tehokkaita jo pieninä määrinä, missä on riskinä, että aiheutuu myös yllättäviä, vältettäviä vaikutuksia. [4, s. 60-61]

Kovettuneen betonin lujuusluokat määritellään kirjaimella C ja numeroyhdistelmällä, jossa ilmaistaan betonin lieriölujuus ja kuutiolujuus. Esimerkiksi merkintä C30/37 tarkoittaa betonia, jonka lieriölujuuden ominaisarvo (f_{ck}) on 30 MPa ja kuutiolujuuden 37 MPa. Eurokoodin mukaan puristuslujuus määritellään joko lieriökokeen tai kuutiokokeen avulla, joihin lieriö- ja kuutiolujuudella viitataan. [2, 12, s. 28] Tavallisesti talonrakentamisessa käytetään lujuusluokkien C20/25…C50/60 betoneja. Erityistä lujuutta vaativissa

kohteissa voidaan käyttää korkealujuusbetonia, jonka lujuusluokka on C55/67…C100/115. [4, s. 85, 87]

Betonin hetkellinen puristuslujuus on suurempi kuin mitä se kestää pitkäaikaisesti. Samoin rakenteen muoto vaikuttaa selkeästi lujuuteen, jonka takia standardikokeen kuutio- ja lieriölujuus eroavat toisistaan. [4, s. 88] Hauraana materiaalina betoni ei kestä toistuvia jännityksiä, jotka ovat lähellä sen murtolujuutta, mikä huomioidaan rajoittamalla puristusjännitystä käyttörajatilamitoituksessa [12, s. 117]. Betonia valittaessa tulee huomioida, että lujuuden kasvattamisella ja kovettumisen nopeuttamisella ei ole pelkästään positiivisia vaikutuksia, vaan ne kasvattavat lämmön tuottoa, kutistuman ja halkeilun riskiä sekä heikentävät betonimassan työstettävyyttä.

2.2 Betoniteräkset

Teräsbetonissa käytettävällä betoniteräksellä eli raudoituksella tarkoitetaan kuuma- tai kylmävalssattua sileäpintaista tai harjakuvioitua hiiliterästä. Betoniteräksen materiaalina voidaan käyttää ruostumatonta terästä, jos raudoitusta ei voida luotettavasti suojata betonilla ympäristön rasituksilta. Nykyisin eniten käytetyn raudoitusteräksen lujuusluokka on 500 eli myötölujuuden ominaisarvo (f_{yk}) on 500 MPa. Suurta lujuutta vaativissa kohteissa voidaan käyttää lujuusluokan 700 harjaterästä, mutta sen hyöty on rajallinen esimerkiksi kasvavan tartuntapituuden myötä. Vanhoissa rakenteissa esiintyy paljon myös heikompia teräslaatuja, kuten 400 MPa lujuista harjaterästä sekä sileäpintaisia pyöröterästä (Fe37B), jonka myötölujuus on 235 MPa [33, s. 23]. Vanhemman standardin merkintätapa Fe37B viittaa teräksen murtolujuuden alarajaan [27, s. 656]. [4, s. 270-271]

Pyörötangon heikomman lujuuden teräs on huomattavasti sitkeämpää harjateräkseen verrattuna. Sen murtovenymä on suuruusluokkaa 20 %, jolloin tangon muodonmuutokset ovat selkeästi havaittavissa ennen murtoa. Nykyään pyörötankoa käytetään rakenteissa, joissa teräs täytyy taivuttaa voimakkaasti mutkille, kuten nostolenkeissä sekä liikuntasaumoissa, joissa raudoitteen tulee välittää leikkausvoimaa, mutta samalla mahdollistaa tangon suuntainen liukuma betonin kutistuessa. [4, s. 280]

Kantavissa rakenteissa raudoitusta hyödynnetään pääasiassa rakenteen veto- ja leikkausrasitetuilla alueilla, mutta esimerkiksi pilareissa raudoitus on yleensä puristusrasitettu. Raudoituksen puristuskapasiteettia kuitenkin rajoittaa hoikkien tankojen nurjahdus eli äkillinen stabiiliuden menetys, jolloin materiaalin puristuslujuutta ei pystytä täysin hyödyntämään. Raudoituksella on myös merkittävä tehtävä rakenteen halkeilun ja muodonmuutoksien hallinnassa. [4, s. 270-271]

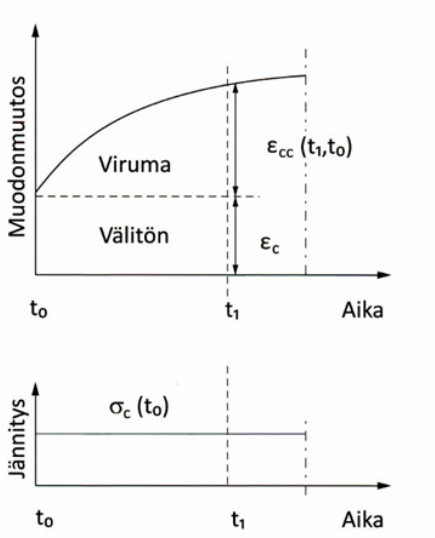
Eurokoodeilla suunnitelluissa rakenteissa käytettävä raudoitus on hitsattavaa laatua, mutta vanhoissa rakenteissa esiintyy erikseen hitsattavaa ja ei-hitsattavaa raudoitusta, joka tulee huomioida hitsattaessa yhteen uuden ja vanhan rakenteen raudoitusta. Hitsattaessa ei-hitsattavaa teräslaatua paikallisesti kuumenevassa teräksessä tapahtuu haurastumista, jolloin sen kestävyys heikkenee. [4, s. 276] [33, s. 23]

Perinteisten raudoitustankojen ja -verkkojen lisäksi betonimassaan voidaan sekoittaa muovi- tai teräskuituja, jotka toimivat raudoituksen tavoin. Kuitujen ansiosta rakenteeseen saadaan kauttaaltaan melko hyvä vetokestävyys. Niillä ei saavuteta rakenteelle vastaavanlaista veto- ja taivutuslujuutta kuin tangoilla, vaikkakin kuiduilla yhdistettynä itsetiivistyvään betoniin on mahdollista toteuttaa myös kantavia rakenteita. Tavallisella betonilla kantaviin rakenteisiin vaadittava määrä teräskuituja tekisi massasta niin jäykkää, ettei sitä saisi valettua. Kuitubetonin suurin hyöty saavutetaan esimerkiksi suurissa yhtenäisissä teräsbetonilaatoissa, joissa esiintyy helposti suuria kuivumiskutistumia. Kuidut eivät poista kutistumaa, mutta ne jakavat kutistumahalkeilun niin pieneksi ja tiheäksi, ettei halkeilusta ole rakenteellista tai ulkonäöllistä haittaa parantaen samalla betonin pitkäaikaiskestävyyttä. [23, s. 72, 74]

2.3 Teräsbetonin muodonmuutokset

2.3.1 Viruma

Virumalla tarkoitetaan materiaaleilla tapahtuvaa ajasta riippuvaista muodonmuutosta, joka kasvaa kuormituksen pysyessä vakiona. Viruma ilmenee sauvamaisilla rakenteilla venymänä tai puristumana riippuen rasituksen suunnasta ja palkkimaisilla rakenteilla taipumana. Viruminen on useimmiten haitallinen ominaisuus, sillä ulkoisten kuormien aiheuttamat kimmoiset muodonmuutokset: venymä, puristuma tai taipuma ovat saman suuntaisia viruman kanssa ja viruminen kasvattaa esimerkiksi halkeamaleveyksiä ja jännitettyjen rakenteiden häviöitä. Viruma hidastuu merkittävästi ajan myötä, mutta myös jatkuu hyvin pitkään, kuten kuvasta 1 ilmenee. [4, s. 95]



Kuva 1. *Viruman aiheuttama muodonmuutos ajan suhteen, kun betonin puristusjännitys pysyy vakiona [4, s. 95].*

Viruma on osittain palautuva, jos kuorma poistetaan, mutta ei täysin, jota selittää sementtigeelin tiivistyminen veden poistuessa paineen alla. Merkittävin viruman suuruuteen vaikuttava tekijä on betonin ikä, jolloin se joutuu kuormitetuksi. Lisäksi siihen vaikuttaa kuormituksen kesto ja suuruus maksimijännitystilasta sekä ympäristön olosuhteet: kosteus ja lämpötila. Rakenneosan mitat ja muoto myös vaikuttavat virumaan siten, että massiivisilla ja paksuilla rakenneosilla viruma on pienempi. [4, s. 95]

Oleellista on noudattaa työmaatoteutuksessa suunnittelussa määriteltyä kuormituksen alkamisaikaa, joka on tyypillisesti 14 vrk. Jos rakennetta on tarpeellista kuormittaa aikaisemmin, rakenne tulisi työnaikaisesti tukea tai huomioida jo alun perin mitoituksessa betonin lyhyempi kovettumisaika. Jossain tapauksissa voi olla myös hyötyä saavuttaa nopeasti rakenteen lopullinen viruma. Esimerkiksi teräsbetonilaatan päälle rakennettavan tiiliväliseinän alusta olisi hyvä olla mahdollisimman lähellä lopullista muotoa, jotta vältytään seinän halkeilulta. [4, s. 96]

Viruma (ε_{cc}) määritellään kertomalla välitön kimmoinen muodonmuutos (ε_c) virumaluvulla (φ) [4, s. 96]:

$$\varepsilon_{cc} = \varphi\, \varepsilon_c \tag{1}$$

Aikavälillä (t, t_0) tapahtuva viruma saadaan kaavasta [12, s. 31]

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c} \varphi\,(t, t_0), \tag{2}$$

jossa t_0 on betonin ikä (vrk) kuormitushetkellä

t on ajankohta (vrk), jolla betonin viruma lasketaan

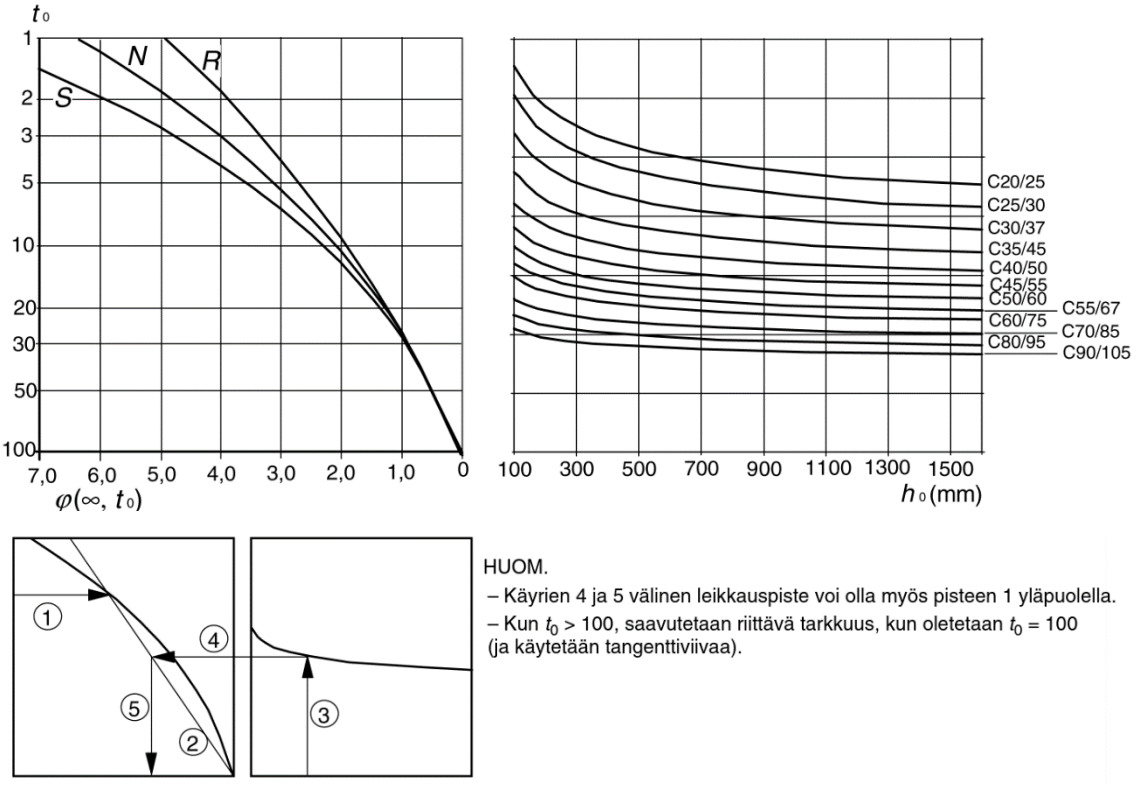
$\sigma_c(t_0)$ on betonin puristusjännitys ajanhetkellä t_0

E_c on tangenttikimmokerroin 28 vuorokauden iässä jännityksen ollessa $\sigma_c = 0$

$\varphi\ (t, t_0)$ on virumaluku, joka antaa viruman aikavälillä (t, t_0).

Kaava pätee ainoastaan puristuksesta aiheutuvalle virumalle. Jos betonin puristusjännitys iässä t_0 ylittää 0,45 f_{ck}, on viruma laskettava eurokoodissa esitetyllä epälineaarisuuden huomioivalla kaavalla. Tyypillisesti käyttörajatilamitoituksessa pitkäaikaiskuormilla laskettuna puristusjännitys rajoitetaan kyseiseen arvoon, jotta epälineaarista virumista ei tapahtuisi, sillä se kiihdyttää virumaa ja lisää halkeiluriskiä [12, s. 117]. Suuret puristusjännitykset betonin varhaisessa iässä koskevat lähinnä jännitettyjä betonirakenteita. Betonin tangenttikimmokertoimelle E_c voidaan käyttää arvoa 1,05 E_{cm}, jossa (E_{cm}) on betonin lujuusluokan mukaan määräytyvä sekanttikimmokerroin, joka tarkoittaa $\sigma_c = 0 \ldots 0{,}4\ f_{cm}$ välistä sekanttiarvoa. Kaavassa (f_{cm}) on betonin keskimääräinen lieriölujuus. [12, s. 29-31]

Eurokoodissa esitetään virumaluvun loppuarvolle $\varphi\ (\infty, t_0)$ kuvan 2 mukainen graafinen määritys, kun ympäristöolosuhteet ovat tavanomaiset: lämpötila -40 °C…+40 °C ja keskimääräinen suhteellinen kosteus 40%...100 %.



Kuva 2. *Virumaluvun loppuarvon määrittäminen, kun keskimääräinen suhteellinen kosteus on 50 % [12, s. 32].*

Virumaluvun määrittämiseen tarvitaan poikkileikkauksen muunnettu paksuus (h_0), joka on $h_0 = {}^{2\,A_c}/_{u}$, missä (A_c) on betonin poikkileikkausala ja (u) on sen piirin yhteenlaskettu pituus, mistä kuivumista voi tapahtua. Käyrien termit R, N ja S viittaavat betonissa käytettyyn sementtityyppiin sitoutumisnopeuden ja lujuuden mukaan [12, s. 29, 32]:

R CEM 42,5 R, CEM 52,5 N ja CEM 52,5 R

N CEM 42,5 N ja CEM 32,5 R

S CEM 32,5 N.

Eurokoodissa on myös kuvan 2 kaltainen kuvaaja ulkotilojen olosuhteille, jossa ilman suhteellinen kosteus on 80 %. Virumaluku voidaan määrittää tarkemmin juuri tietynlaisissa ympäristöolosuhteissa eurokoodin liitteessä B esitetyllä menetelmällä [12, s. 32, 197-198]. Graafinen virumaluvun määritys on kuitenkin käyttökelpoinen useimmissa tapauksissa.

Viruma huomioidaan erityisesti käyttörajatiloja tarkasteltaessa, sillä se kasvattaa muodonmuutoksia, kuten taipumaa. Pilareilla viruma on oleellinen myös rakenteen kestävyyden kannalta, sillä taipuma lisää rakenteen toisen kertaluvun vaikutuksia. Toisen kertaluvun vaikutuksilla tarkoitetaan tilannetta, jossa ulkoisten kuormien ja esimerkiksi viruman takia pilarin kaarevuus tai yläpään sivusiirtymä kasvaa, jolloin pystykuorman epäkeskisyys kasvaa ja siitä aiheutuu lisätaivutusrasitus. [12, s. 24] Pilarin mitoituksessa viruma eli pilarin käyristymä ajan myötä, huomioidaan virumisasteella (φ_{ef}), joka määritellään

$$\varphi_{ef} = \frac{M_{0,Eqp}}{M_{0Ed}} \varphi\,(\infty, t_0), \tag{3}$$

jossa ($M_{0,Eqp}$) on taivutusmomentti käyttörajatilan pitkäaikaisella kuormitusyhdistelmällä ja ja ($M_{0,Ed}$) on taivutusmomentti murtorajatilassa [12, s. 67].

2.3.2 Kutistuma

Eurokoodissa betonin kutistuma jaetaan sisäiseen kutistumaan (ε_{ca}) ja kuivumiskutistumaan (ε_{cd}), jotka yhdessä muodostavat kokonaiskutistuman (ε_{cs}). [12, s. 33] Sisäinen kutistuma kasvaa kemiallisten reaktioiden seurauksena betonin kovettuessa, jolloin se tapahtuu kuivumiskutistumaa nopeammin eikä siihen voida juurikaan vaikuttaa. Sisäisessä kutistumassa betoni ikään kuin kuivuu sisältä, kun vesi kuluu hydrataatioreaktioon, jolloin suuremmalla vesi-sementtisuhteella sisäinen kutistuma on tyypillisesti pienempi. [4, s. 75, 79-80]

Kutistuman voi jakaa myös ajallisesti tarkastelemalla varhaisvaiheen kutistumaa, joka tapahtuu 24 tunnin sisällä valusta ja vuosia jatkuvaa pitkäaikaista kutistumaa. Kummankin aikana esiintyy sekä sisäistä kutistumaa että kuivumiskutistumaa, mutta varhaisvaiheessa kutistumanopeus on huomattavan suurin. Toisaalta varhaisvaiheessa kuivumiskutistumaa rajoittaa muotit ja jälkihoito, kun taas myöhemmässä vaiheessa kutistuminen johtuu pelkästään rakenteen kuivumisesta. [4, s. 75, 97]

Eurokoodissa esitetyn laskentakaavan mukaan sisäisen kutistuman loppuarvo on [12, s. 34]

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2{,}5(f_{ck} - 10\ \mathrm{MPa})\ 10^{-6}. \quad (4)$$

Kaavan perusteella sisäisen kutistuman loppuarvo riippuu lineaarisesti betonin lujuudesta. Sisäinen kutistuma tietyllä ajan hetkellä *t,* joka on betonin ikä vuorokausina, saadaan kaavasta [12, s. 34]

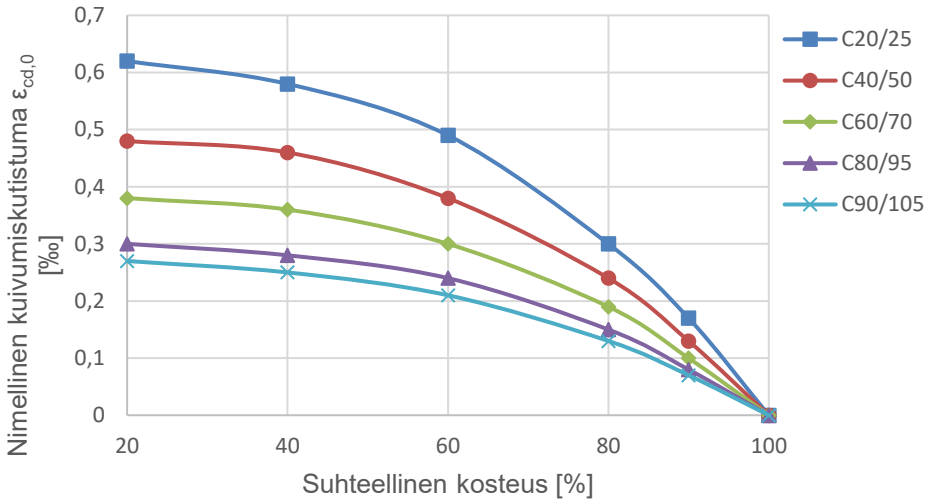
$$\varepsilon_{ca}(t) = \varepsilon_{ca}(\infty) \cdot (1 - e^{-0{,}2t^{0{,}5}}). \quad (5)$$

Esimerkiksi kolmen kuukauden ikäisellä betonilla sisäisestä kutistumasta on tapahtunut 85 %.

Betonin kiviaineksen määrä vaikuttaa kutistumaan siten, että suurella kiviainesmäärällä kutistuvan sementin ja veden osuus betonissa on pienempi ja luonnollisesti kutistumakin on siten pienempi. Eurokoodin laskennallisessa kutistumassa ei huomioida tarkemmin betonin osa-aineiden suhteutusta, vaan laskentaan vaikuttavat materiaalin osalta ainoastaan betonin lujuusluokka ja sementtityyppi. Niiden mukaan betonimassan oletetaan sisältävän tietty sementtimäärä, mutta erikoisbetoneilla määrä voi poiketa, jolloin laskennallinen kutistuma poikkeaa todellisesta. Tyypillisesti suhteutuksen määrittelee betonin materiaalitoimittaja haluttujen ominaisuuksien mukaan, jolloin suunnittelijan olisi hankala huomioida suhteutusta kutistuman laskennassa.

Kuivumiskutistuma tapahtuu ajan myötä, kun vesi, joka ei sitoudu kemiallisesti eikä jää pysyvästi pienimpiin huokosiin, poistuu rakenteesta. Kuivuminen aiheuttaa jännityksiä betonissa olevaan veteen, jolloin tapahtuu muodonmuutoksia. Jos rakenne pääsee kuivumaan pääasiassa vain tietyltä puolelta, kuten maanvarainen betonilaatta, kutistuminen on voimakkaampaa toisella puolella ja rakenne käyristyy. Jokaiselta sivulta kuivuvalla rakenteella pintaan muodostuu kauttaaltaan vetojännityksiä, jotka ylittäessä betonin vetolujuuden, aiheuttavat pintaan halkeilua. Silloin rakenteen sisäosa kuivuu ja kutistuu hitaammin, mistä aiheutuu sisäosiin puristusta. Jotta betonin vetolujuus ehtisi kehittyä ja halkeiluriski pienenisi, betonin tulisi pysyä riittävän pitkään kosteana estämällä kosteuden poistuminen tai kastelemalla rakennetta. [4, s. 97]

Olosuhteiden lisäksi eniten kuivumiskutistumaan vaikuttaa betonissa olevan ylimääräisen veden määrä [4, s. 97]. Jos betonin vesi-sementtisuhde on hyvin alhainen, ei rakenteessa ole ylimääräistä poistuvaa vettä ja kuivumiskutistuma jää hyvin pieneksi. Betonin lujuusluokan kasvaessa kuivumiskutistuma pienenee, mitä selittää pienempi vesi-sementtisuhde ja huokosmäärä [4, s. 97]. Lujuusluokan ja ympäristön kosteusolosuhteen vaikutusta nimelliseen kuivumiskutistumaan ($\varepsilon_{cd,0}$) on havainnollistettu kuvassa 3.



Kuva 3. *Nimellisen kuivumiskutistuman arvoja kosteusolosuhteen mukaan eri lujuusluokan betonille, jonka sementti on CEM-tyyppiä N. Perustuu lähteeseen [12, s. 33].*

Kuvasta 3 on havaittavissa, että olosuhteilla on hyvin oleellinen merkitys pitkäaikaiseen kuivumiskutistumaan betonin lujuusluokan ohella. Ympäristön suhteellinen kosteus määrittelee pitkällä aikavälillä betonin kosteuden ja vaikuttaa siten pitkäaikaiseen kutistumaan. Kuten monilla muilla materiaaleilla, myös betonin kutistuma osittain palautuu, jos sen kosteus nousee joko ilmankosteuden tai irtoveden vaikutuksesta. Eurokoodin mukainen kuivumiskutistuman kehittyminen ajan suhteen saadaan kaavasta [12, s. 33]

$$\varepsilon_{cd}(t) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0{,}04\sqrt{h_0^3}} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \tag{6}$$

jossa (t_s) on betonin ikä, jolloin kuivumiskutistuma alkaa eli betonin jälkihoito lopetetaan ja (k_h) on kerroin, joka riippuu muunnetusta paksuudesta h_0 taulukon 1 mukaisesti.

Taulukko 1. *Kaavassa 6 esiintyvän kertoimen k_h määrittäminen [12, s. 33].*

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Usein on tarpeellista määrittää rakenteen lopullinen kuivumiskutistuma, jolloin kaavan 6 ajasta riippuva ensimmäinen termi on 1 ja kaava supistuu muotoon $k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$. Nimellinen kuivumiskutistuma $\varepsilon_{cd,0}$ on useimmiten määritettävissä kuvasta 3, mutta eurokoodin liitteessä B on esitetty myös tarkempi menetelmä sen laskemiseen. [12, s. 33]

Kutistuman tarkastelu on tarpeellinen käyttörajatilatarkasteluissa erityisesti ohuilla laatoilla ja seinillä, jolloin se on myös merkittävä mantteloiduilla pilareilla manttelin muodostaessa usein ohuen kuorirakenteen. Vanhalla pilarilla kutistuminen on pääasiassa tapahtunut, jolloin kutistuvan manttelin tartunta vanhaan pilariin aiheuttaa raudoituksen ohella mantteliosalle estetyn kutistuman, joka voi johtaa sen voimakkaaseen halkeiluun.

2.4 Betonin halkeilu

Betonin halkeilu kertoo sen vetolujuuden ylittymisestä, mihin on lukuisia syitä. Heikosta vetolujuudesta johtuen betonin halkeilua on vaikeaa täysin estää, jolloin oleellista on hallita halkeamien määrää, sijaintia ja halkeamaleveyttä. Hyvin varhaisessa sitoutumisvaiheessa betonissa esiintyy plastista painumaa ja kutistumaa, jota voidaan vähentää rajoittamalla veden haihtumista ja aloittamalla jälkihoito mahdollisimman nopeasti valun tapahduttua. [4, s. 102]

Betonin ominaisuuksiin kuuluva kutistuminen on eräs merkittävä halkeilun aiheuttaja, mutta kutistuman nopeuteen ja suuruuteen pystytään hyvin vaikuttamaan oikealla suunnittelulla ja toteutuksella. Kutistuma aiheuttaa halkeilua silloin, kun kutistuma ei pääse vapaasti tapahtumaan. Rakenneosissa vapaata kutistumista ei käytännössä esiinny, sillä se vaatisi tasaisesti kuivuvan kappaleen, joka olisi hyvin matalakitkaisella pinnalla, eikä siihen liittyisi muita rakenneosia. Raudoituksella rajoitetaan kutistumista ja halkeilua, vaikka se samalla estää betonin vapaan kutistuman. Käyttämällä liikuntasaumoja saadaan rakenteeseen ikään kuin heikompi kohta, johon kutistumat keskittyvät. Nämä kohdat voidaan jälkikäteen esimerkiksi saumata elastisilla massoilla. Toinen mahdollisuus on voimakkaalla raudoituksella tai kuitubetonin käytöllä pienentää ja jakaa kutistumahalkeilu tasaisesti siten, ettei liikuntasaumoja tarvita. Kutistumahalkeilua tulisi ensisijaisesti välttää sen aiheuttajaa eli kutistumaa pienentämällä sopivilla materiaalivalinnoilla ja oikeanlaisella työmaatoteutuksella. [4, s. 105-107]

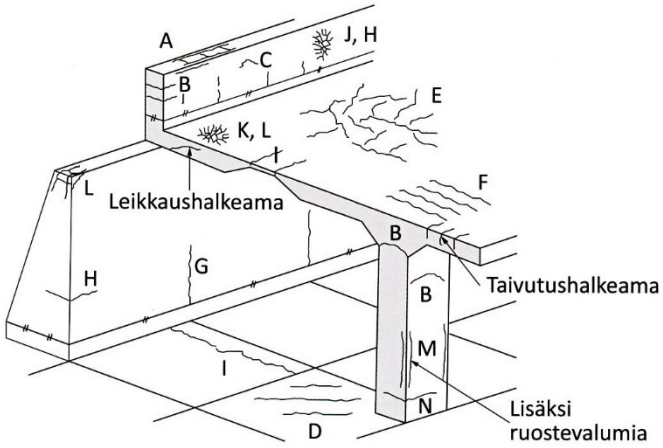
Jos kutistumahalkeilu on merkittävä manttelin kaltaisilla ohuilla rakennepaksuuksilla, massiivisilla rakenneosilla lämpötilaerosta aiheutuva halkeilu voi olla merkittävin halkeilun muoto. Suuri lämpötilaero muodostuu valun sisä- ja ulko-osan välille, kun hydrataatioreaktion myötä valu lämpiää, mutta vain pintakerros pystyy jäähtymään. Massiivisilla rakenneosilla, joiden paksuun on yli 1 m, lämpiämistä voidaan hillitä käyttämällä alhaisen lämmöntuoton sementtiä tai pienentämällä lämpötilaeroa eristämällä ulkopinta. Ohuilla valupaksuuksilla, kuten manttelilla lämpötilaero on niin pieni, ettei siitä aiheudu betonin vetolujuutta ylittäviä jännityksiä. Kutistumahalkeilu ja lämpötilaerosta aiheutuva halkeilu voivat usein muistuttaa toisiaan, sillä kummassakin tapauksessa on kyse rakenteen sisäisistä jännityseroista. Ne voidaan kuitenkin erottaa rakenneosan muodon ja koon sekä halkeamisajankohdan perusteella, sillä kuivumishalkeilu etenee ajan myötä, mutta lämpötilaerosta aiheutuvat halkeamat syntyvät viimeistään kolmen vuorokauden kuluttua valusta. [4, s. 105, 377]

Betonin halkeilun voi aiheuttaa myös rakenteen turmeltuminen pakkasrapautuman, kemiallisen rasituksen tai raudoituksen korroosio takia. Näissä tapauksissa halkeilun syy ei ole materiaaliominaisuus, vaan johtuu väärän materiaalin valinnasta vallitseviin rasitusolosuhteisiin, materiaalivirheestä tai huonosta työmaatoteutuksesta, jos esimerkiksi raudoitus on jäänyt liian lähelle pintaa.

Rakenneosissa, joissa esiintyy ulkoisen kuorman aiheuttamaa vetoa, betonin vetomurtovenymä käytännössä aina ylittyy kasvattaen raudoituksen vetojännitystä, kuten yksiaukkoisen palkin alareunassa. Kuormituksen aiheuttamat halkeamat huomioidaan halkeamaleveyden rajoittamisena 0,2…0,4 mm:iin. Mitoitusehto voidaan useissa tapauksissa täyttää rajoittamalla pääraudoituksen jännitystä ja raudoitteen kokoa. Halkeilun kannalta on edullisempaa käyttää useampaa ohutta raudoitetta, jonka ääritapauksena voi pitää kuitujen käyttöä. Suuri halkeamaleveys vaikuttaa rakenteen ulkonäköön, mutta mahdollistaa myös kosteuden ja kemiallisten aineiden pääsyn syvemmälle betoniin. [12, s. 118, 122]

Betonirakenteissa on mahdollista esiintyä ylikuormituksen aiheuttamia halkeamia, esimerkiksi leikkausmurrosta aiheutuvia halkeamia, mikä ei ole sallittavaa rakenteiden kantavuuden ja turvallisuuden takia ulkonäöllisen haitan ohella. Oikein suunnitellut teräsbetonirakenteet ovat melko sitkeitä rakenteita, jolloin ylikuormitettuna niissä on havaittavissa suuria muodonmuutoksia ennen murtumista ja halkeilusta on siten turvallisuuden kannalta myös hyötyä.

Halkeamien alkuperä voidaan päätellä niiden ulkonäöstä. Esimerkiksi betonin pinnalla esiintyvää verkkomaista halkeilua voi aiheuttaa kutistuma, lämpötilaero tai myöhemmässä vaiheessa eri turmeltumisilmiöt [4, s. 104]. Kuvassa 4 on esitetty joitakin tyypillisiä halkeamatyyppejä.



Halkeilutyyppi	
Plastinen painuma	A, B, C
Plastinen kutistuminen	D, E, F
Lämpöliike	G, H
Kuivumiskutistuma	I
Pintahalkeilu	J, K
Pakkasrapautuminen	L
Raudoitteiden korroosio	M
Alkali-kiviainesreaktio	N

Kuva 4. *Eri tekijöiden aiheuttamia tyypillisiä halkeamia betonirakenteissa [4, s. 103].*

Betonilla on sopivissa olosuhteissa mahdollista tapahtua halkeamien itsetiivistymistä, kun betonissa on hydratoitumatonta sementtiä, jonka kalsiumhydroksidi karbonatisoituu ja muodostuvat kiteet täyttävät halkeamat. Esimerkiksi ulkona sateelle alttiina olevissa rakenteissa tämä on hyvin mahdollista. Rakenteellisesti halkeamien itsetiivistyminen ei korjaa halkeamia, mutta se voi parantaa rakenteen säilyvyyttä ja ulkonäköä. Sama ilmiö aiheuttaa betonipinnoille myös kalkkihärmettä, joka valkoisina raitoina puolestaan aiheuttaa esteettistä haittaa erityisesti tummilla pinnoilla. [4, s. 107]

2.5 Betonin säilyvyys

Betonin säilyvyysominaisuuksilla tarkoitetaan betonin kykyä kestää erilaisia rasitusolosuhteita, kuten pakkasta ja kemiallisia aineita. Betonin säilyvyys yhdistyy vahvasti halkeiluun, sillä rasitusolosuhteista johtuvat turmeltumisilmiöt ilmenevät usein erilaisina halkeamina. Toisaalta betonin halkeilu, syistä riippumatta, mahdollistaa vaurioitumista aiheuttavien aineiden pääsyn betoniin lukuun ottamatta hyvin pientä mikrohalkeilua. Tämä

johtaa usein tilanteeseen, jossa vaurioituneen betonin halkeamien kautta vierasaineet pääsevät tehokkaammin tunkeutumaan betoniin ja aiheuttavat yhä enemmän vauriota johtaen kiihtyvään ketjureaktioon.

Pääsääntöisesti, mitä tiiviimpää betoni on, sitä parempi on sen säilyvyys, koska veden ja kemiallisten aineiden imeytyminen betoniin pienenee huomattavasti. Monesti korkea betonin lujuus parantaa säilyvyyttä, sillä lujat betonit ovat tiiviimpiä ja kestävät paremmin esimerkiksi jäätymisen aiheuttamaa painetta. Korkea lujuus ei kuitenkaan takaa säilyvyyttä, jos rakenteessa esiintyy halkeamia esimerkiksi huonon jälkihoidon seurauksena.

Betonin pakkasrapautumisessa betonin kapillaarihuokosiin päätyvä vesi jäätyy ja laajentuessaan vaurioittaa betonia. Varsinainen rapautuminen ja näkyvä halkeilu aiheutuu toistuvan sulamis-jäätymissyklin vaikutuksesta. Betonista saadaan pakkasenkestävää huokostuksella, jossa lisäaineilla betoniin muodostetaan kapillaarihuokosia suurempia suojahuokosia, joihin vesi ei pysty kapillaarisesti imeytymään. Kun vesi jäätyy, laajentumisen aiheuttama paine pääsee purkautumaan ilmatäytteisiin suojahuokosiin. Suojahuokosten tulisi muodostaa riittävän tiheä huokosverkosto, jotta huokosten paineentasaus olisi mahdollista kauttaaltaan, mikä on haastava osa huokostuksen onnistumista. Pakkasenkestävässä betonissa suojahuokoset aiheuttavat betoniin noin 3,5…7,0 %:n ilmamäärän. Pienempi ilmamäärä ei mahdollista kattavaa huokosverkostoa ja suurempi ilmamäärä puolestaan pienentää betonin lujuutta hyvin nopeasti. Betonin korkeampi lujuus auttaa sitä kestämään painetta paremmin ja samalla se kompensoi huokosten aiheuttamaa lujuuden alentumista. Suolat mahdollistavat suuremman vesimäärän imeytymisen ja lisäävät jääkiteiden kasvun aiheuttamaa painetta eli voimistavat huomattavasti pakkasrasitusta, mitä kutsutaan pakkas-suolarasitukseksi. [4, s. 116-118]

Toinen merkittävä teräsbetonirakenteiden vaurioitumismuoto on raudoitteiden korroosio. Tavallisen betonin pH-arvo on yli 12,5 eli se on hyvin emäksinen, minkä takia se pystyy hyvin suojaamaan raudoitusta korroosiolta, jolloin ruostumattoman teräksen käytölle ei ole tarvetta kuin erityisen ankariin rasitusolosuhteisiin joutuvissa rakenteissa sekä ohuissa rakenteissa. Kloridien tunkeutuminen betoniin poistaa betonin suojaavan vaikutuksen, sillä kloridit tuhoavat terästä suojaavan passiivikalvon korkeasta emäksisyydestä huolimatta. Ajan myötä betoni karbonatisoituu pinnastaan, jolloin pH-arvo laskee ja emäksisyyden suojaava vaikutus pienenee. Karbonatisoituminen hidastuu merkittävästi syvemmällä betonissa. Suojabetonipaksuus on valittava niin suureksi, että karbonatisoituminen ja haitallisten aineiden imeytyminen raudoitteen syvyydelle on hyvin hidasta. Yleisimmin raudoitteen korroosiovaurioita tapahtuukin tilanteissa, joissa teräs on jäänyt liian pintaan toteutusvaiheessa. [4, s. 108-109]

Sen lisäksi, että korroosio vaurioittaa terästä, korroosion reaktiotuotteet ovat tilavuudeltaan noin nelinkertaiset, minkä seurauksena se vaurioittaa betonia ja betonipeite voi lohkeilla kokonaan irti. Korroosio voi edetä myös piilevänä vaurioitumisena, sillä vähähappisessa tilassa korroosion reaktiotuotteiden tilavuus ei muodostu suureksi. [4, s. 110-111]

Myös betonilla voi esiintyä kemiallista korroosiota esimerkiksi sulfaattien, happojen tai alkali-kiviainesreaktion seurauksena. Hyvä keino pienentää niiden vaikutusta on minimoida veden ja sen mukana tulevien aineiden tunkeutuminen betoniin joko betonin hyvällä tiiviydellä tai pinnoittamalla betoni tiiviillä suoja-aineella. [4, s. 130-131] Sulfaattien reaktiot sementtikiven kanssa aiheuttavat betonille suuria vaurioita, sillä niiden reaktiotuotteet ovat tilavuudeltaan moninkertaisia lähtöaineisiin verrattuna aiheuttaen sisäisiä jännityksiä ja rapauttaen betonia voimakkaasti. Sulfaatit ovat usein peräisin maaperästä, jolloin vaurioita ilmenee maanvastaisissa betonirakenteissa sulfaattipitoisilla alueilla. Betonin sulfaatin kestävyyteen oleellisin vaikutus on sulfaatin kestävän sementin käytöllä. [4, s. 133]

Alkali-kiviainesreaktiossa betonin runkoaineen kivilaji reagoi ja paisuu huokosveden alkalien seurauksena. Aiemmin alkali-kiviainesreaktiota pidettiin harvinaisena, sillä Suomessa esiintyvä luonnonkiviaines on kemiallisesti hyvin kestävää, mutta murskatun kiviaineksen käyttö voi lisätä sen riskiä. [4, s. 134-135] Sitä on kuitenkin havaittu esiintyvän laajasti erityisesti uimahalleissa ja siltarakenteissa, joissa betonissa on usein kosteutta. Jotta betoni voidaan korjata oikealla tavalla, täytyy vaurion aiheuttaja perusteellisesti selvittää, sillä alkali-kiviainesreaktion aiheuttaman halkeilun voi sekoittaa muihin vaurioitumistapoihin. Vaurion laajuutta voi olla vaikea arvioida, sillä se tyypillisesti alkaa betonirakenteen sisältäpäin. Alkali-kiviainesreaktio vaatii kosteutta, jolloin sitä voidaan hidastaa vesieristyksen korjauksella, mutta varsinaisen aiheuttajan poistaminen vaatii rakenteen purkamisen. [6, s. 23]

Talonrakentamisessa teräsbetonipilareilla on harvoin ankaria rasitusolosuhteita, sillä useimmiten pilarit ovat kuivissa sisätiloissa. Poikkeuksena ovat esimerkiksi uimahallit ja parkkihallit, joissa vallitsee klorideista johtuva kemiallinen rasitus. Kylmien varastojen, katoksien ja parvekkeiden pilareihin kohdistuu pakkasrasitus, jota vielä haittaa se, että ne ovat yleensä poikkileikkaukseltaan pieniä. Oma lukunsa ovat ankarasti rasitetut siltarakenteet, joissa esiintyy sekä pakkas-sulatusrasitus että kemiallinen rasitus.

Jos pilareissa esiintyy vaurioitumista, korjaustapana voi olla paikallinen laastipaikkaus tai laajempi betonimanttelointi. Laastipaikkauksella voidaan korjata vain pieniä, paikalli-

sia vaurioita, jotka eivät ole kriittisiä rakenteen kantavuuden kannalta. Tällaisia ovat lähinnä pintavauriot, jotka eivät ulotu pääraudoitukseen saakka. Vähäistä vauriota on vaikea yksikäsitteisesti määritellä, mutta esimerkiksi yksittäisen haan paljastuminen ei vielä heikennä rakenteen kantavuutta. Sillä on kuitenkin merkitystä, onko haan paljastumisen aiheuttanut pistemäinen mekaaninen isku vai rakenteen kastuminen ja rapautuminen puutteellisen veden ohjauksen takia, jonka vaikutus ulottuu todennäköisesti laajemmallekin. Tärkeintä olisikin selvittää vaurion aiheuttaja ja sitä kautta arvioida vaurion laajuutta ja vakavuutta, kuin korjata pelkän näkyvän vaurion perusteella.

Vaurioitumisen takia mantteloitavilla pilareilla keskeistä on saada vaurioituneet kohdat poistettua erityisesti raudoituksen ympäriltä, korjattua raudoitteen korroosiovauriot ja saavuttaa manttelin hyvä tartunta vanhaan pintaan. Niissä voidaan usein käyttää pieniä manttelin paksuuksia, kevyttä raudoitusta ja esimerkiksi hyödyntää ruiskubetonointia. Niissä ei myöskään ole niin oleellista kiinnittää huomiota kuormansiirtorakenteiseen. Toisaalta vaurioituneen pilarin korjauksen yhteydessä on hyvä mahdollisuus rakenteen kantavuuden kasvattamiseen lisäraudoituksella ja hieman suuremmalla manttelilla.

Betonirakenteille on esitetty rasitusluokat erilaisille ympäristöolosuhteille [2, s. 21-23]. Kantaville rakenteille määritellään käyttöikä, jonka ajan niiden oletetaan vähintään täyttävän rakenneosalle suunnitellut ominaisuudet [11, s. 47, 48]. Rasitusluokan ja suunnitellun käyttöiän mukaan rakenteille valitaan raudoitteiden suojabetonipaksuus sekä käytettäväksi tarvittaessa pakkasenkestävää betonia. Suunnittelijan tehtäväksi jää rasitusluokan ja käyttöiän määrittely, sillä betonivalmistajat tuottavat vaatimusten mukaisen betonimassan rasitusluokan mukaisesti. Kantavien rakenteiden käyttöiän kasvattaminen tyypillisestä 50 vuodesta 100 vuoteen lisää usein suojabetonipaksuutta vain 5 mm, joka on helposti toteutettavissa kasvattamatta juurikaan rakenteiden ulkomittoja [4, s. 49-51]. On hyvä huomata, että suojabetonipaksuudella on hyvin ratkaiseva merkitys betonin pitkäaikaiskestävyyteen, vaikka työmaatoteutuksessa 5 tai 10 mm:n poikkeamalla ei vaikuttaisi olevan erityistä merkitystä.

3. VAHVISTUSRAKENTEEN TOTEUTTAMINEN

3.1 Vanhan betonipinnan esikäsittely

Vanha betonipinta täytyy käsitellä ennen varsinaista manttelivalua hyvän tartunnan savuttamiseksi. Osien välille tarvitaan tartunta, jotta betonimantteli ja vanha pilari toimisivat edes jokseenkin monoliittisena rakenteena, sillä muutoin kyseessä on vain kaksi erillistä kantavaa rakennetta. [18, s. 32] Yksinkertaisimmillaan pinnan käsittely tarkoittaa pinnan puhdistamista irtoaineksesta, joka jäädessään valupintaan toimisi laakerikerroksena, mutta erityisesti kantavien rakenteiden vahvistamisessa pelkkä puhdistus on riittämätön esikäsittely. Huomattavasti parempi tartunta saavutetaan karhentamalla vanha pinta teräsharjauksella tai erilaisilla puhallus- ja piikkausmenetelmillä, joilla pinnasta saadaan poistettua sementtiliima ja mahdollinen maalipinta sekä lisättyä pinnan kitkaa. Esikäsittelyllä myös varmistetaan pintabetonin riittävä lujuus ja saadaan poistettua vaurioitunut betoni. [6, s. 26]

3.1.1 Betonin puhdistusmenetelmät

Betonipinnan puhdistamisella tavoitellaan vanhan maalipinnan, sementtiliiman ja muun lian poistoa. Lopputuloksena käsitellyssä betonipinnassa tulisi vähintäänkin näkyä kivirakeet, mutta mielellään se saisi olla karkea tartunnan varmistamiseksi. Menetelmien jakaminen betonin puhdistus- ja poistomenetelmiksi ei ole aivan yksikäsitteistä. Puhdistusmenetelmät ovat kuitenkin pääasiassa tarkoitettu pinnalla olevien muiden aineiden, kuten maalin ja sementtiliiman poistoon, kun taas poistomenetelmillä irrotetaan reilummin myös varsinaista betonia. Betonin poistomenetelmät aiheuttavat usein pinnan mikrohalkeilua siinä määrin, että halkeillut betoni on vielä poistettava jollain puhdistusmenetelmällä. [6, s. 27, 29] Seuraavassa käsitellään kevyemmistä menetelmistä lähtien betonin pudistusmenetelmien käyttökelpoisuutta ja niillä saavutettavaa lopputulosta.

Teräsharjauksella betonipinnasta saadaan poistettua maalipinta ja sementtiliima, mutta lopputulos jää melko sileäksi, joten sitä ei voi pitää varsinaisena karhennusmenetelmänä. Työ voidaan tehdä tavanomaisilla ja edullisilla välineillä, se ei vaadi paljon työtilaa sekä voidaan toteuttaa melko siististi ja ilman suurta vesimäärää. Menetelmä on näiltä osin kustannustehokas, mutta melko hidas laajojen pintojen käsittelyyn, eikä sillä toisaalta ulotuta kaikkiin ahtaisiin paikkoihin. Lopputulos riippuu paljon, kuinka huolellisesti harjaus on tehty. [6, s. 33]

Kuva 5. *Pinnan esikäsittely teräsharjauksella [17, s. 678].*

Korkeapainepesu tarkoittaa pinnan puhdistamista korkeapaineisella vesisuihkulla, jossa käytettävä paine 100-200 bar vastaa kotitalouskäyttöön tarkoitettuja painepesureita. Valettavien betonipintojen tapauksessa korkeapainepesua käytetään pintojen puhdistamiseen muiden käsittelyjen jälkeen, kuten hiekkapuhalluksen lietteen poistamiseen. Korkeapainepesussa vedenkulutus on jatkuvassa käytössä satoja litroja tunnissa, joten sisätiloissa sitä on käytettävä hyvin harkiten. Korkeapainepesun laatuun ja pinnan puhtauteen vaikuttaa oleellisesti työn huolellinen suorittaminen. [6, s. 31]

Kuivajääpuhalluksessa pintaan kohdistetaan painepuhallus, jossa hiilihappojääkiteet irrottavat lian irti liike-energian, jään kaasuuntumisen eli sublimoitumisen ja kylmyyden yhteisvaikutuksena. Menetelmän ehdoton etu on, että puhallusaineena toimiva hiilihappojää haihtuu ilmaan ja lopputuotteeksi jää ainoastaan pinnasta irronnut materiaali, jolloin menetelmä sopii hyvin kosteudelle arkoihin kohteisiin, eikä vaadi ympäröivien rakenteiden suojaamista. Kuivajääpuhallus irrottaa myös tehokkaasti mikrobeja ja poistaa esimerkiksi savun hajun [20]. Puhalluksen vaikutus jää pintaan poistaen maalia ja sementtiliimaa. Se poistaa huonosti terästen ruostetta eikä pureudu syvemmälle betoniin. Menetelmän selektiivisyys on hyvä eli se erottelee tehokkaasti poistettavan lian vahingoittamatta kovempaa materiaalia. Se onkin parhaimmillaan kuvan 6 kaltaisissa hyvin arkojen pintojen puhdistuksessa liasta, mutta mantteloinnin kannalta ominaisuudesta ei ole juurikaan hyötyä. [6, s. 32] Kuivajääpuhalluksen kustannuksia nostaa puhallukseen käytettävä hiilihappojää verrattuna esimerkiksi hiekkapuhallukseen tai vesipiikkaukseen, joissa puhallusaineet ovat hyvin edullista.

Kuva 6. *Kuivajääpuhaltamalla puhdistettu tiiliseinä [20].*

Sinkopuhalluksessa käytetään metallikuulia, jotka toimivat muiden puhallusmateriaalien tapaan, mutta laitteisto imee metallikuulat takaisin kiertoon. Samalla imuri poistaa pinnasta irtoavan materiaalin, joten se on siisti menetelmä, eikä aiheuta suurta kosteusrasitusta. Puhallettu pinta olisi kuitenkin hyvä pestä vedellä, mutta toissijaisesti se voidaan myös puhdistaan paineilmalla ja imuroida. Sinkopuhalluslaitteet ovat tarkoitettu pääasiassa suurien lattiapintojen käsittelyyn, missä korostuu sen tehokkuus ja siisteys. Sinkopuhallus poistaa pinnasta vain 1…2 mm:n kerroksen, eikä pyöreä kuula tee pinnasta erityisen karkeaa. [6, s. 32]

Vesihiekkapuhalluksessa pintaan kohdistetaan paineilman avulla hiekkapuhallus, jonka sekaan lisätään vettä pienentämään pölyhaittaa. Hiekkapuhallus on puhdistusmenetelmänä vanha ja laajalti käytössä muuallakin kuin rakentamisessa. Hiekkapuhallukseen käytetään hienoa, yleensä raekooltaan 0,5…2 mm:n hiekkaa, joka poistaa pintamateriaalia tehokkaammin kuin kuivajääpuhallus. Hiekkapuhallus vaatii ympäristön suojaamisen ja rakenneosan korkeapainepesun välittömästi puhalluksen jälkeen, jotta irronnut liete saadaan poistettua, mikä on menetelmän haittapuoli. Myös ilman vettä voidaan hiekkapuhaltaa, mutta siinä on huomattava pölyhaitta ja pinnat täytyy huolellisesti puhdistaa pölystä paineilmalla. Hiekkapuhallus on tehokas puhdistusmenetelmä, jolla voidaan käsitellä isompia ja pienempiä pintoja nopeasti ja sillä saavutetaan tasalatuinen lopputulos. Betonipintojen hiekkapuhallus on jaettu neljään eri puhdistusasteen, jotka on käsitelty kappaleessa 3.1.3. [6, s. 30]

Kuva 7. *Hiekkapuhallettu betonipinta. Pinnan karkeus vaihtelee käytettävän raekoon ja puhalluspaineen mukaan [17, s. 679].*

Liekkiharjauksessa hyvin kuuma happi-asetyleeni-kaasuliekki kuumentaa nopeasti betonipinnan, joka irtoaa räjähdysmäisesti lämmön vaikutuksesta. Rivipoltinta kuljetetaan tasopinnalla, jolloin menetelmä soveltuu parhaiten sinkopuhalluksen tapaan lattiapinnoille ja esimerkiksi siltojen betonikansien käsittelyyn. Leikkiharjaus soveltuu myös pysty- ja kattopintojen käsittelyyn, mutta on ilmeisen harvinainen menetelmä. Sillä saavutetaan karkea pinta, kun se poistaa valikoiden heikompaa betonia. Kuumennus aiheuttaa jonkin verran halkeilua myös jäävään betonipintaan, jolloin se tulisi käsitellä vielä hiekkapuhaltamalla tai vesipiikkaamalla. [37, s. 25]

Suurpainepesussa eli vesipiikkauksessa vedenpaine on tyypillisesti 400-3000 bar, joka puhdistaa pintaa hyvin tehokkaasti ja irrottaa rapautunutta betonia. Lopputuloksen karkeuteen ja poistettavan materiaalin määrään voidaan vaikuttaa painetta, suutinta ja käytettävää vesimäärää vaihtelemalla, joten se soveltuu sekä betonin puhdistus- että poistomenetelmäksi. Vesipiikkauksella saavutettavan pinnanlaadun määrittelyyn voidaan käyttää samaa luokitusta kuin hiekkapuhalluksessa. [6, s. 30, 32] Lisäämällä hiekkaa veden sekaan korkeapaineisella suihkulla on mahdollista leikata teräsbetonia jopa puolen metrin syvyyteen saakka, joten menetelmä on tarvittaessa hyvin tehokas. Vesipiikkaus on myös valikoiva menetelmä eli erottelee hyvin heikompilaatuisen betonin lujasta toisin kuin mekaaninen piikkaus eikä aiheuta halkeilua ehjään betoniin. Vesipiikkaus ei myöskään aiheuta vastaavaa runkomelua kuin mekaaninen piikkaus. [41] Vesipiikkaus

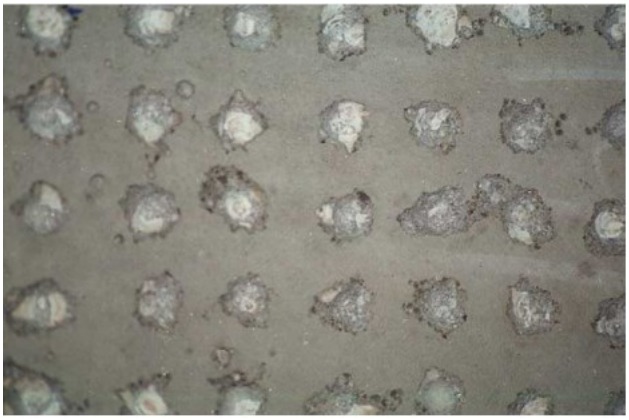
säilyttää raudoituksen ehjänä ja puhdistaa samalla sen ruosteesta. Vesipiikkauksessa käytettävä vesi tunkeutuu tehokkaasti rakenneosiin, jolloin käsiteltävän betonirakenteen takana ei voi olla esimerkiksi kosteudelle herkkiä eristemateriaaleja. Samoin valuvan veden takia sitä voidaan käyttää sisätiloissa hyvin rajatusti.

3.1.2 Betonin poistomenetelmät

Mantteloitavista pilareista ei ole useinkaan tarpeellista poistaa suuria määriä betonia, jolloin hyvän tartunnan saamiseksi riittää esimerkiksi pinnan hiekkapuhallus ja kostutus [17]. Toisinaan voi olla tarpeellista poistaa suurempia määriä esimerkiksi vaurioitunutta betonia ja vähintäänkin vanhan pilarin nurkat tulee pyöristää, joka helpoiten onnistuu mekaanisella piikkauksella. Myös raudoitteiden korroosiovaurioiden korjaaminen vaatii betonin poistamista suuremmassa laajuudessa.

Hiomisella tarkoitetaan betonipinnan käsittelyn tapauksessa timanttihiontaa, jossa pinnasta poistetaan pintakäsittelyaineita, tasoitteita ja sementtiliimaa. Käytännössä se on enemmänkin puhdistusmenetelmä, mutta timanttilaikalla saa paikallisesti poistettua betonia varsin tehokkaasti. Vähänkään suuremmalla alalla reilumman betonikerroksen poistaminen on työlästä pienillä, kulmahiomakoneen kaltaisilla laitteilla, joita voi käyttää pystypintojen hiontaan. Kantavissa rakenteissa paksumpia kerroksia ei ole suositeltavaa poistaa hiomalla myöskään siksi, että hiomakone hioo huomaamatta myös raudoituksen. Tehokkaan imurin kanssa hiominen on siisti pinnan poistomenetelmä, johon ei välttämättä tarvitse vettä. Etenkin suuremmilla lattiahiomakoneilla pinnan kastelu kuitenkin helpottaa pölynhallintaa, sillä suuri määrä irtoavaa kuiva-ainesta vaatii hyvin tehokkaan imurin. Timanttilaikka jättää sileän pinnan, jolloin karhennukseen se ei ole paras menetelmä. [6, s. 29] Se on kuitenkin käyttökelpoinen menetelmä mantteloitavien pilarien pinnan esikäsittelyyn, kun rajapinnan tartunta varmistetaan tartuntateräksillä.

Mekaaninen piikkaus on hyvin perinteinen betonin poistomenetelmä, jossa betonia irrotetaan iskujen avulla. Mantteloitavalla pilarilla piikkausta käytetään raudoituksen saamiseksi esille, pilarin nurkkien pyöristämiseen ja pinnan heikompilaatuisen betonin poistamiseen. Piikkaamalla voidaan myös karhentaa pintaa kuvan 8 tapaan tai esimerkiksi tehdä poikittaisia vaarnoja.



Kuva 8. *Betonipinta on piikkaamalla osittain karhennettu [17, s. 678].*

Piikkaamisen tehokkuus riippuu paljon betonin lujuudesta: heikko betoni irtoaa piikkauskoneella vaivatta, mutta lujilla betonilaaduilla piikkaaminen on hyvin hidasta [35, s. 4-5] Piikkaaminen erottelee hyvin raudoitteen betonista, mutta aiheuttaa säilytettävään betoniin mikrohalkeilua, joka heikentää valupinnan tartuntaa. Purkutyöhön tarkoitettu järeämpi piikkauskalusto voi myös vaurioittaa raudoitteita. Voimakkaamman piikkauksen jälkeen pinta tulisi vesipiikata tai hiekkapuhaltaa halkeilleen betonin poistamiseksi. Piikkaus aiheuttaa runsaasti runkomelua, joka tulee huomioida rakennuksissa, jotka ovat korjaustöiden aikana käytössä erityisesti pitkään jatkuvassa urakassa. Rungon tärinä voi lisäksi rikkoa herkempiä liittyviä rakenteita. [6, s. 27-28]

Jyrsiminen poistaa betonia paksuhkoja kerroksia, mutta aiheuttaa piikkaamisen tapaan paljon mikrohalkeilua pintaan. Sen hyöty työmäärään nähden jää melko vähäiseksi, sillä pystypintojen käsittelyssä joudutaan tyytymään melko pieniin käsityövälineisiin ja halkeillut betoni tulisi vielä poistaa vesipiikkauksella tai hiekkapuhaltamalla. [6, s. 28-29] Pintakerroksen poistamisen lisäksi pilarin pintaan voidaan jyrsiä poikittaisia vaarnoja, jotka lisäävät huomattavasti valupinnan kitkaa. Pinnan vaarnaaminen on työläs pinnan käsittelymenetelmä, mutta vaarnatulla pinnalla saadaan erittäin hyvä tartunta ja leikkauskestävyys rajapintaan, joka ei välttämättä tarvitse erillisiä tartuntateräksiä, mikä puolestaan tuo säästöä.

Timanttisahaus ei ole varsinainen pintakäsittelymenetelmä, mutta sillä on mahdollista poistaa tehokkaasti pintakerroksia ja leikata rakenneosia halutussa laajuudessa. Se ei erottele betonia, raudoitusta tai oikeastaan mitään muutakaan materiaalia ollen hyvin tehokas mutta tarkkaan ja erottelevaan työhön soveltumaton. [6, s. 29] Esimerkiksi purkutöiden yhteydessä vanhoja palkkeja voisi olla tarpeellista sahata irti mantteloitavista pilareista, vaikka laajoissakin muutostöissä kantava runko usein säilytetään.

3.1.3 Pinnan karkeuden luokittelu

Betonirakenteiden eurokoodissa betonipinnat jaetaan karkeuden mukaan hyvin sileäksi, sileäksi, karkeaksi tai vaarnatuksi. *Hyvin sileä* tarkoittaa muottipintaa ja *sileä* käsittelemätöntä valupintaa. Karkea pinta edellyttää ”vähintään 3 mm:n karheutta noin 40 mm:n välein”. [12, s. 92] Määrittely on hieman epämääräinen, mutta tarkoittanee pinnan 3 mm:n korkeuseroa halkaisijaltaan 40 mm:n kokoisella alueella, mitä kylläkin vaikea mitata. Rajapinnan laskennalliseen leikkauskestävyyteen on pieni vaikutus, luokitellaanko pinta sileäksi vai karkeaksi, mikä ilmenee mitoitusta käsittelevästä kappaleesta 4.5.3. Jaottelu on pinnan karkeuden mukaan suurpiirteinen, mutta selkeä, koska pääsääntöisesti pinnan puhdistusmenetelmillä saavutetaan vähintään *sileä pinta* ja betonin poistomenetelmillä saavutetaan *karkea pinta* lukuun ottamatta timanttihiottua ja -sahattua pintaa. Hiekkapuhalluksen voimakkuudesta riippuen sillä saavutettava pinta voidaan laskea *sileäksi* tai *karkeaksi*.

Betonirakenteiden korjausohjeessa (by41) on esitetty betonipinnan puhdistusasteet hiekkapuhalluksen jälkeen. Puhdistusasteiden luokat on esitetty taulukossa 2.

Taulukko 2. *Betonipintojen puhdistusasteet hiekkapuhalluksen jälkeen [6, s. 30].*

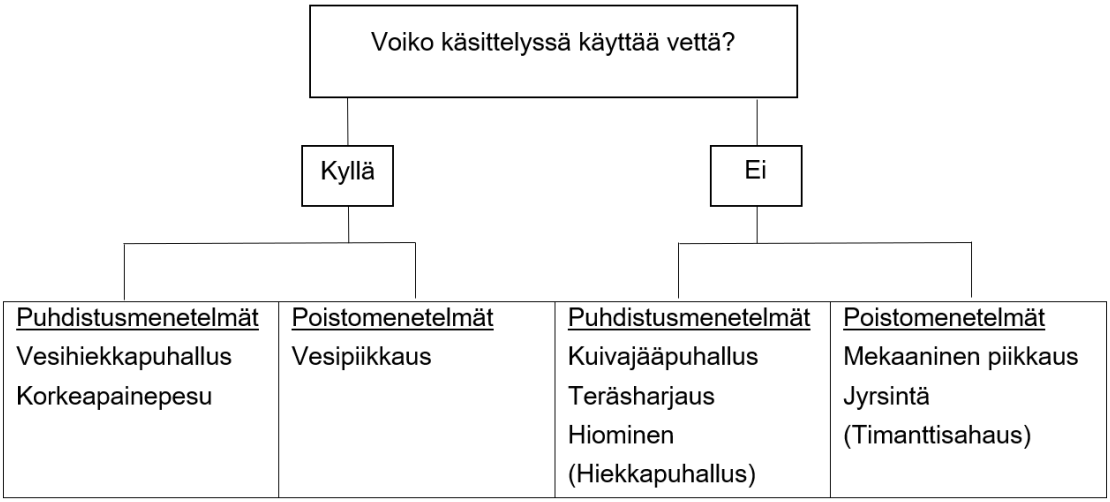
Luokka	Määrittely	Kuvaus
1	Erittäin kevyt hiekkapuhallus	Sementtiliima ja mahdollinen vanha maali ovat poistuneet kauttaaltaan 90 %:sti ja pinnasta voidaan erottaa alle 1 mm:n kiviainesrakeita. Rakenteen pinnalla ei esiinny pinta-alaltaan yli 10 cm^2:n kokoisia heikosti puhdistettuja alueita.
2	Kevyt hiekkapuhallus	Sementtiliima ja mahdollinen vanha maali ovat poistuneet kauttaaltaan 99 %:sti ja pinnasta voidaan erottaa kauttaaltaan alle 1 mm:n kiviainesrakeita. Rakenteen pinnalla ei esiinny pinta-alaltaan yli 2 cm^2:n kokoisia heikosti puhdistettuja alueita.
3	Tavanomainen hiekkapuhallus	Sementtiliima ja mahdollinen vanha maali ovat poistuneet kauttaaltaan ja pinnasta voidaan havaita kauttaaltaan selvästi vähintään 4 mm:n kiviainesrakeita. Rakenteen pinnalla ei esiinny puhdistamattomia alueita.
4	Perusteellinen hiekkapuhallus	Sementtiliima ja mahdollinen vanha maali ovat poistuneet kauttaaltaan ja pinnasta voidaan havaita kauttaaltaan selvästi 8 mm:n kiviainesrakeita. Rakenteen pinnalla ei esiinny pinta-alaltaan yli 100 cm^2:n kokoisia luokan 3 alueita.

Puhdistusasteiden luokkien kuvauksien mukaan luokkien 1-3 pinnat voidaan mitoitustarkoituksessa määritellä *sileiksi* ja luokan 4 pinta *karkeaksi*. Muilta osin luokilla ei ole mitoituksellista merkitystä. Hyvän tartunnan saamiseksi puhdistusasteen olisi kuitenkin hyvä olla vähintään luokassa 2. Hiekkapuhalluksen purevuus riippuu paljon betonin lujuudesta, joten kannattaa tavoitella luokkaa 4, jos se suhteellisen helposti ja nopeasti on saavutettavissa. Toisaalta karheammasta pinnasta ei saada niin suurta hyötyä, joten lujilla betoneilla kannattaa tyytyä kevyempään luokkaan, mikäli hiekkapuhallus osoittautuu hyvin työlääksi.

3.1.4 Esikäsittelyn valinta

Esikäsittely ja karhennusmenetelmien valinnassa tulisi tarkastella kyseisellä menetelmällä saavutettavaa hyötyä verrattuna menetelmän kokonaiskustannuksiin. Betonin puhdistus- ja poistomenetelmistä useat sisältävät veden käyttöä ja aiheuttavat pöly- ja meluhaittaa. Yleisesti perusteellisempi käsittely johtaa karkeampaan pintaa ja tarjoaa paremman tartunnan, mutta se voi myös rikkoa betonia ja aiheuttaa haitallista mikrohalkeilua, jolloin se heikentääkin rajapinnan tartuntaa.

Esikäsittelyn lähtökohtana voidaan poissulkea menetelmät, joita ei voi soveltaa pilariin. Esitellyistä menetelmistä liekkiharjaus ja sinkopuhallus ovat tarkoitettu pääasiassa lattiapintojen käsittelyyn ja niitä on nykyisillä laitteilla vaikea soveltaa pilarin kaltaisten, pienien pystyrakenteiden käsittelyyn. Lisäksi kumpikin menetelmä edellyttää pinnan puhdistamista vedellä, mutta vähintäänkin paineilmalla ja imurilla. Loput käytettävissä olevat menetelmät voidaan jakaa veden käytön mukaan.



Kuva 9. *Betonipinnan puhdistus- ja poistomenetelmät jaoteltuna veden käytön mukaan.*

Pölyhaittaa voidaan kompensoida kastelun avulla, joten yleensä vettä hyödynnetään esikäsittelyssä, mikäli se on mahdollista. Vanhan betonipinnan esikäsittelyyn kuuluu sen kostutus, joten pilarin kastumisesta on hyötyä. Veden käytössä tulee huomioida, ettei valuva vesi kastele kosteudelle herkkiä rakenteita. Poistettavasta betonimateriaalista yhdessä veden kanssa muodostuva liete leviää varsin tehokkaasti ympäristöön, joka vaatii säilytettävien rakenteiden hyvää suojaamista tai pintojen huolellista puhdistamista.

Kostuttamisella varmistetaan, ettei pilarin kuiva betoni ime tuoreesta betonimassasta vettä, jolloin rajapinnassa uudessa betonissa tapahtuisi liian nopea kuivuminen, mitä seuraisi suuri halkeiluriski ja huono tartunta. [6, s. 33] Pidempiaikaisella kostutuksella voidaan myös osittain palauttaa vanhan rakenteen kuivumiskutistumaa ja siten pienentää rakenneosien välistä kutistumaeroa. Joissain oppaissa suositellaan, että uusi betoni tulisi valaa kuivaa betonipintaa vasten, mutta ohje saattaa liittyä ilmasto-olosuhteisiin, joissa on jo korkea ilmankosteus ja lisäkastelulla betoniin jää helposti irtovettä. [18, s. 33] Hyvä kostutus saadaan aikaan kastelemalla rakenneosa perusteellisesti valua edeltävä päivänä tai isommilla pilareilla useamman päivän ajan ja kostuttamalla pintaa ennen valua vain kevyesti sumuttamalla [30, s. 106]. Näin rakenteeseen ei jää tartuntaa heikentävää vapaata vettä ja saadaan kompensoitua olosuhteiden vaihtelu, kuten ilmankosteus, tuulisuus ja lämpötila. [6, s. 33] Irtoveden tartuntaa heikentävä vaikutus koskee myös betonimassaa, mikä on havaittavissa esimerkiksi itsetiivistyvän betonin parempana tartuntana, kun sillä vedenerottuminen on hyvin vähäistä [16, s. 52-56].

Jos vettä ei voida käyttää, esikäsittelyvaihtoehdoiksi jää niin sanotut kuivamenetelmät eli teräsharjaus, kuivajääpuhallus, timanttihionta ja mekaaninen piikkaus. Hiekkapuhallusta on mahdollista tehdä kuivana ilman vettä, mutta siitä seuraa huomattava pölyhaitta ja vaatii huolellisen pölysuojauksen. Kuivajääpuhalluksella on paljon etuja muihin menetelmiin verrattuna, jos sallitaan sileä pinta. Suuremmassa betonin poistossa joudutaan turvautumaan perinteiseen piikkaamiseen, mutta sen aiheuttamasta pintahalkeilusta johtuen sitä tulisi käyttää harkiten [18, s. 32].

Pintakäsittelymenetelmien kustannukset riippuvat monesta asiasta eikä niiden kustannuksia voida suoraan verrata keskenään. Jos käsiteltäviä pilareita on vain vähän, ei ole kustannustehokasta hankkia työmaalle monimutkaista laitteistoa. Toisaalta kaikki esitellyt menetelmät voidaan toteuttaa laitteilla, jotka ovat kuljetettavissa esimerkiksi tavallisella peräkärryllä ja voidaan vuokrata lyhytaikaista käyttöä varten. Jos pilareita on suurempi määrä ja niissä käytetty betoni korkealujuuksista, työstä muodostuu huomattava kustannus ja käsittely kannattaa saada mahdollisimman tehokkaaksi, jolloin menetelmän laitteistosta muodostuu vain pieni osa kokonaiskustannuksista. On myös hieman han-

kala arvottaa käsittelyllä saavutettavaa lopputulosta eli paljonko enemmän on kannattavaa maksaa esimerkiksi vesipiikatusta pinnasta verrattuna terästharjattuun pintaan. Menetelmä olisikin parempi valita siitä saavutetun hyödyn ja tarpeellisuuden näkökulmasta. Esimerkkitapauksen vesipiikkauksen suurin hyöty saavutetaan huonolaatuisen betonin poistossa, mihin se on kustannustehokas ratkaisu. Jos pilari on hyväkuntoinen, on turha poistaa hyvälaatuista betonia järeillä menetelmillä. Raskaampi esikäsittely pitäisi pystyä perustelemaan, sillä monimutkaisempi ja kalliimpi menetelmä helposti vaihdetaan työmaalla yksinkertaisempaan, jolloin lopputulos ei vastaa suunniteltua.

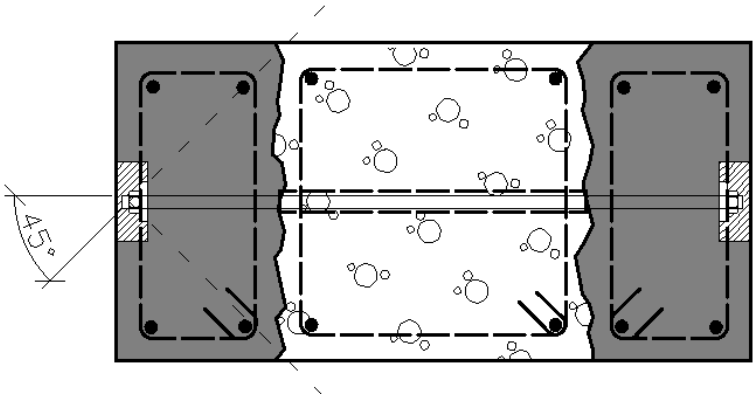
3.2 Leikkausliittimet

Leikkausliittimien ja tartuntateräksien on tarkoitus lisätä vanhan pilarin ja manttelin välisen rajapinnan kestävyyttä pinnan karhennuksen tapaan. Ne lisäävät nimensä mukaisesti rajapinnan leikkauskestävyyttä ja manttelin tartuntavetolujuutta pilariin. Vahvistetun pilarin taivutuskestävyyteen liittimillä on verrattain pieni vaikutus [3, s. 523], mutta yleensä vahvistusrakenne kytketään mekaanisilla liittimillä vanhaan rakenteeseen, jotta yhdessä vanhan pinnan karhennuksen kanssa saavutetaan mahdollisimman hyvä yhteistoiminta ja monoliittinen rakenne [6, s. 79].

Liittimet voivat olla harjaterästä, pyörötankoa tai kierretankoa, jotka kiinnitetään vanhaan pilariin porattuihin reikiin injektiomassalla. Liittimet on mahdollista viedä myös pilarin läpi, jolloin säästytään tartuntojen injektoinnilta, mutta vastaavasti reikien poraaminen lisääntyy. Tartunnan varmistamiseksi mantteliin, harjateräkset taivutetaan L-muotoisiksi tai niiden päät koukuiksi, jotka sitovat manttelin haat. Liittimien päihin voidaan myös hitsata, tai kierretangon tapauksessa pultata, teräslevyt. [6, s. 79] Erityisesti yhden ja kahden sivun mantteliosat tulee sitoa hyvin pilariin, missä läpipultattu kierretanko toimii hyvin. Liittimien teräksen lujuus eroaa huomattavasti toisistaan ja ovat siten myös sitkeyden osalta erilaisia, jolloin tietylle kestävyydelle mitoitettuja liittimiä ei voi yksioikoisesti vaihtaa toiseen.

Kuva 10. *Vanhaan pilariin asennettu L-muotoinen harjateräs [3, s. 522] sekä tartuntateräkset, joihin on hitsattu teräslevyt.*

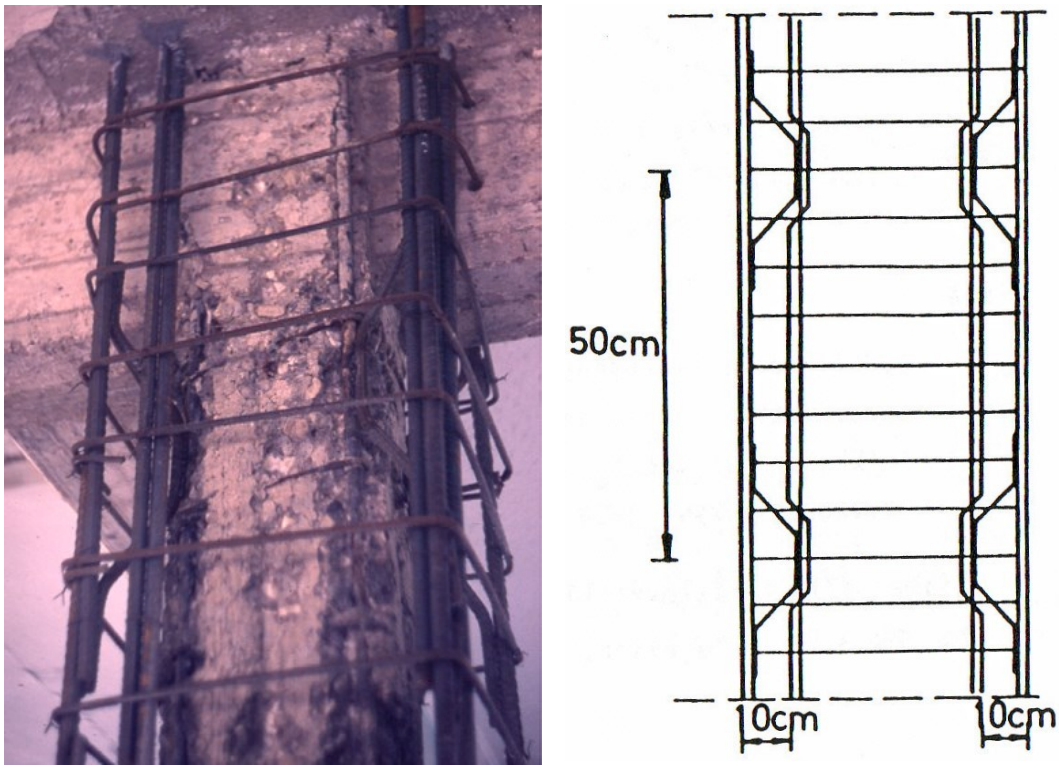
Kierretangon tapaan voidaan käyttää rakenteen läpi kulkevia jännitettyjä liittimiä. Jännitetyt liittimet puristavat manttelia pilaria vasten, jolloin rajapinnan kitka kasvaa ja siten liitoksen leikkauskestävyys paranee [12, s. 91]. Jännitettyjen liittimien käyttöön liittyy kuitenkin erityishuomioita. Niiden tartunta mantteliin tulee estää valun aikana esimerkiksi putkittamalla, jotta tanko pääsee vapaasti liikkumaan jännittämisen aikana. Liittimet tulee olla jännittämiseen tarkoitettuja, sillä tavallinen harjateräksien tai kierretankojen teräslaatu menettää jännityksen viruessaan ajan myötä. Jännittäminen on itsessään erillinen työvaihe ja vaatii siihen käytettävän kaluston, mistä muodostuu lisäkustannuksia. Ellei jännitettyjen liittimien lukituskappaleita voida jättää pilarin pintaan, lukituskappaleet vaativat syvennyksen mantteliin, mikä edellyttää riittävän paksua manttelia. Manttelin tulee olla myös tarpeeksi paksu, jotta puristusjännitys vaikuttaa pilarin koko pinnalle. Jos puristusvyöhykkeen olettaa leviävän 45 asteen kulmassa lukituskappaleesta, manttelin paksuuden tulee olla vähintään puolet vanhan pilarin sivumitasta.



Kuva 11. *Manttelin sidonta jännitetyllä liittimellä vanhaan pilariin. Vastaavaan tapaan sidontaan voidaan käyttää kierretankoa.*

Pilarin läpi asennettavalle harjateräkselle tai kierretangolle tehtävä reikä tulee olla joko tiukkasovitteinen tai vaihtoehtoisesti reilusti isompi, jotta se täyttyy valussa, eikä rakenteeseen jää ilmataskua. Itsetiivistyvällä betonilla valettaessa reikä täyttyy hyvin, mutta tavallista betonia käytettäessä tartunnat tulisi juottaa pilariin ennen manttelivalua. Rakenteen läpi kulkevan sidonnan tapauksessa lujasta tartunnasta pilariin ei ole erityistä hyötyä, sillä sidonta tapahtuu pääasiassa päiden teräslevyjen avulla.

Pilarin ja manttelin yhteistoimintaa voidaan myös parantaa huomattavasti purkamalla pilarin pääraudoitus osittain esiin ja hitsaamalla pilarin ja manttelin pääraudoitus yhteen hakojen avulla. Tällaisessa rakenteessa sekä uusi että vanha raudoitus saadaan osittain samaan betonivaluun ja hyvä yhteistoiminta ilman muita liittimiä. Samalla piikatuista kohdista muodostuu rajapintaan betonivaarnoja, jotka lisäävät rajapinnan leikkauskestävyyttä. [40, s. 267, 273]



Kuva 12. *Pilarin ja manttelin pääraudoitus on hitsattu yhteen niin kutsutuilla Z-haoilla [40, s. 265] [30, s. 107].*

Erityisesti lujilla betoneilla raudoituksen piikkaaminen esiin on niin työlästä ja aiheuttaa laajasti mikrohalkeilua vanhaan rakenteeseen, ettei hyväkuntoiselle rakenteelle pääraudoituksien yhteenhitsausta voi pitää taloudellisesti kannattavana. Jotta vanhaa raudoitusta voi hitsata, sen tulee olla hitsattavaa laatua. Esimerkiksi vanhempia teräslaatuja A400H, A600H, B500 tai B500P ei voi hitsata työmaaolosuhteissa. Hitsattava

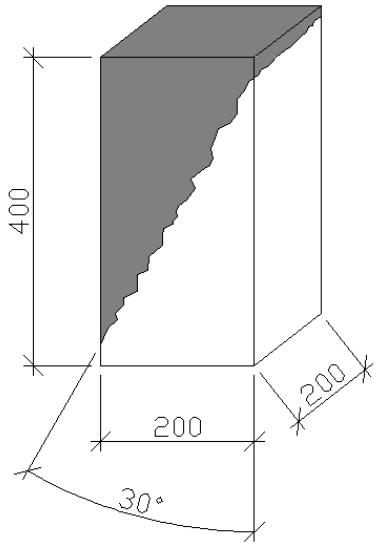
teräslaatu on yleensä ilmaistu merkinnällä W, kuten A500HW. [33, s. 23-24] Vanhoissa suunnitelmissa ei useinkaan ole tietoa raudoituksen laadusta, jolloin epävarmoissa tapauksissa hitsaamista ei voi suositella. Nykyaikaiset eurokoodin mukaiset harjateräkset ovat kaikki hitsattavaa laatua. [4, s. 276-277] Pääraudoituksien sitominen hitsaamalla on kannattavaa, jos pilarissa esiintyy jo ennestään paljon vaurioita ja vaurioitunut betoni pitäisi joka tapauksessa poistaa, minkä takia betonin piikkaaminen on myös huomattavasti nopeampaa. Sitominen hitsaamalla on huomattavan nopea työtapa verrattuna erillisten tartuntojen poraamiseen ja injektointiin pilariin.

3.3 Rajapinnan käsittelyn vaikutus pilarin toimintaan

Rajapinnan käsittelyn merkitystä vahvistetun rakenteen käyttäytymiseen on tarkasteltu kolmen tutkimuksen tulosten perusteella. Julio et al. esittelivät raportissaan pinnan käsittelyn vaikutusta kahden betonipinnan väliseen tartunta- ja leikkauslujuuteen koekappaleille tehtyjen tulosten perusteella [17]. Kahdessa muussa keskenään hyvin samanlaisessa tutkimuksessa Vardoros et al. [40] ja Bousias et al. [3] tutkivat betonimanttelilla vahvistettujen pilarien eri käsittelyjen vaikutusta rakenteen kestävyyteen ja jäykkyyteen. Niissä pilarien yläpäähän kohdistettiin koekuormituksien aikana vakiona pysynyt normaalivoima sekä syklisesti suuntaa vaihtava ja kasvava vaakakuorma.

3.3.1 Betonipinnan käsittelyn vaikutus eri aikaan valetun pinnan tartunta- ja leikkauslujuuteen

Julio et al. tarkastelivat yleisesti betonipinnan käsittelyn vaikutusta eri aikaan valettujen betonien rajapintaan. Testattavat pintakäsittelyt olivat teräsharjaus, hiekkapuhallus, pinnan osittain karhentaminen piikkaamalla (kuva 8) sekä sama kuin edellinen, mutta vanha betoni oli muista pinnoista poiketen kostutettu. Vertailukohtana oli käsittelemätön teräsmuottipinta. Koekappaleet olivat kooltaan 0,2x0,2x0,4 m^3 ja tarkasteltava rajapinta oli 30 asteen kulmassa (kuva 13). Kunkin tyyppisiä koekappaleita oli viisi kappaletta eli yhteensä 25 koekappaletta. [17, s. 676]



Kuva 13. *Koekappaleen mitat.*

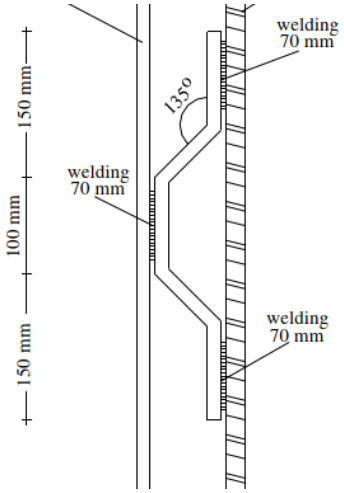
Valupinnan käsittelyistä hiekkapuhaltamalla saavutettiin sekä paras leikkaus- että tartuntavetolujuus. Eri käsittelyillä saadut tartuntalujuudet olivat keskenään samaa suuruusluokkaa ollen 1,02…2,65 MPa. Teräsmuottipintaiselle koekappaleelle tartuntakoetta ei tehty. Leikkauslujuus puolestaan vaihteli huomattavasti: teräsmuottipinnalla se oli 1,3 MPa, piikkaamalla karhennetuilla 6,24 MPa (kuiva) ja 6,64 MPa (kostutettu), teräsharjatulla 10,67 MPa sekä hiekkapuhalletulla 14,13 MPa. Hiekkapuhalletuilla koekappaleilla myös lujuusvaihtelu oli pienin eli sillä saavutettiin myös tasalaatuisin tulos. Kokeessa vanhan betonin kastelulla ei ollut juurikaan vaikutusta tuloksiin. Kastelluilla koekappaleilla leikkauslujuudet olivat hieman parempia, mutta tartuntalujuudet puolestaan pienempiä. [17, s. 679]

Kokeessa eri käsittelyjen määrä oli vähäinen, eikä tutkimus kerro yksiselitteisesti hiekkapuhaltamisen paremmuudesta. Esimerkiksi vesipiikatun pinnan vertailu hiekkapuhallettuun olisi ollut kiinnostava, koska sillä saavutetaan melko karhea pinta, mutta ei aiheuta tartuntaa heikentävää mikrohalkeilua. Samoin vertailuparina olisi voinut olla kevyesti hiekkapuhallettu ja perusteellisesti hiekkapuhallettu pinta, mikä olisi parhaiten kertonut pinnan karheuden vaikutuksen käsittelymenetelmän vertailun lisäksi.

3.3.2 Tartuntaterästen ja raudoituksen hitsaamisen vaikutus vahvistetun pilarin kestävyyteen ja jäykkyyteen

Vandoros et al. vertailivat kolmea erilaista mantteloitua pilaria, vahvistetun rakenteen kokoista monoliittista vertailupilaria sekä pelkkää alkuperäistä vahvistamatonta pilaria.

Minkään koekappaleen vanhaa betonipintaa ei karhennettu tai muutoin käsitelty. Ensimmäisessä koekappaleessa (1) manttelin hakojen päät hitsattiin yhteen tarkoituksena estää pääraudoituksen nurjahtaminen hakojen aukeamisen myötä. Toisessa (2) manttelin hakojen hitsaamisen lisäksi pilariin asennettiin L-muotoiset tartuntateräkset. Kolmannessa koekappaleessa (3) pilarin ja manttelin pääraudoitus sidottiin toisiinsa hitsaamalla hakojen ollessa tavalliseen tapaan vain taitettu umpihaoiksi. Alkuperäisen pilarin betonin lujuus oli 2. koekappaleella 36,8 MPa, kun muilla se oli 22,9…27 MPa. Manttelin lujuudet olivat 17,8 MPa, 24,0 MPa ja 18,8 MPa, mainitussa järjestyksessä. [40, s. 265-268]

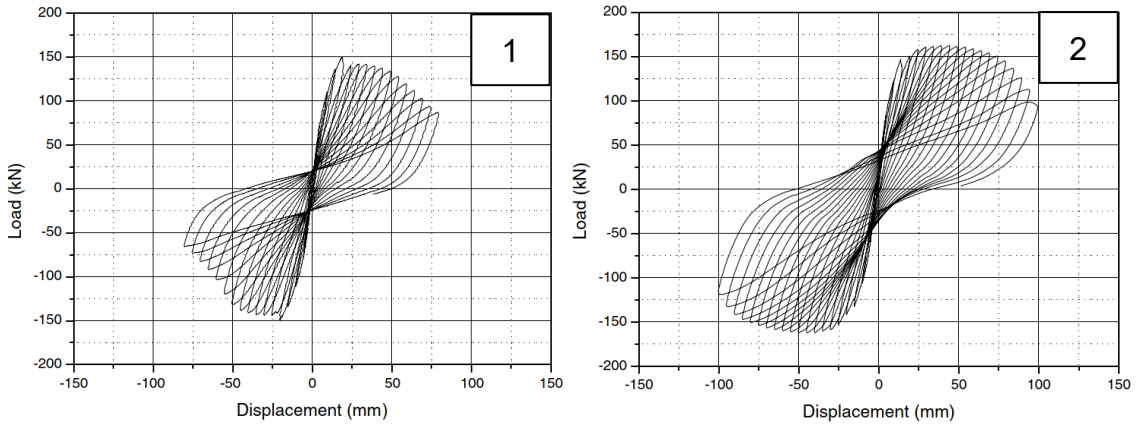


Kuva 14. *Koekuormituksessa käytettyjen hitsattujen sidontahakojen geometria [40, s. 267].*

Kokeessa pilarilla oli hyvin sidottu teräsbetoniantura, jolloin perustusliitos oli varsin jäykkä ja koerakenne toimi mastopilarin tapaan. Pilari ulottui 1800 mm korkeuteen anturan yläpinnasta mitattuna ja sen poikkileikkaus oli 250x250 mm^2 eli rakenteen hoikkuus oli hyvin pieni. Mantteli oli 500 mm pilaria lyhyempi ja sen paksuus oli 75 mm. Pituusero mahdollisti kuormituksen kohdistamisen ainoastaan alkuperäiseen pilariin, joten mantteli kuormittui vain epäsuorasti. [40, s. 266]

Kuva 15. *Koejärjestely [40, s. 268].*

Kokeen ajan pystykuorma pidettiin vakiona siten, että suhteellinen normaalivoima oli noin 0,2, mikä tarkoitti 640…860 kN:n kuormaa. Vaakakuorma sijaitsi 200 mm pilarin yläreunaa alempana. Vaakakuormaa lisättiin syklisesti poikittaisen siirtymän kasvaessa aina 5 mm lisää suuntaan ja toiseen. Koekuormituksessa mitattiin siirtymän vaatima vaakavoima. Kuvassa 16 on esitetty vahvistettujen pilarien 1 ja 2 syklisen kuormituksen tulos, jossa vaakakuormitus on vaakasiirtymän funktiona.



Kuva 16. *Mantteloitujen pilarien 1 ja 2 kuormakäyrä vaakasiirtymän mukaan [40, s. 271].*

Kuvaajien muodossa huomaa selvän eron, jos pilarin ja manttelin välillä ei ole karhennettua pintaa tai muita tartuntoja (1), verrattuna tilanteeseen, jossa on tartuntateräkset

(2). Koekappaleen 3 kuormakäyrä oli muodoltaan lähellä tapauksen 2 käyrää, mutta sen enimmäisvaakakuormankesto jäi jopa alhaisemmaksi kuin koekappaleella 1. Vahvistettujen rakenteiden vaakakuormankesto oli kuitenkin keskenään samaan suuruusluokkaa: 149,8 kN, 162,7 kN ja 145,1 kN, kun vielä huomioidaan, että koekappaleen 2 suurempi betonin lujuus kasvatti sen kestävyyttä. Koekappaleella 1, jolla manttelia ei ollut mitenkään sidottu pilariin, vaakakuormankesto kuitenkin aleni nopeasti, kun siirtymää kasvatettiin. Mekaanisesti sidotuilla mantteleilla (2 ja 3) rakenteet alkoivat jopa hieman lujittumaan ja säilyttivät hyvin taivutuskestävyyden siirtymän kasvaessa.

Koekappale 3 oli mantteloitu muista poiketen ruiskubetonoimalla, joka yhdistettynä pääraudoituksien yhteenhitsaukseen ilmeni rakenteen hyvänä yhteistoimintana, pienempänä manttelin halkeiluna ja rakenteen pysymisenä melko hyväkuntoisena. Toisaalta pienempi halkeilu johti äkillisempään murtoon manttelin alanurkan murtuessa pääteräksen katketessa. Koekappaleissa 1 ja 2 manttelissa esiintyi kauttaaltaan voimakasta halkeilua ja osin manttelin irtoamista levymäisenä kerroksena. Kuvassa 17 on esitetty koekappaleen 1 vaakakuorman suuntainen sivu 60 mm:n sivusiirtymän jälkeen.

Kuva 17. *Vaakakuorman suuntainen sivu 60 mm:n sivusiirtymällä (koekappale 1) [40, s. 269].*

Vahvistetuilla koekappaleilla 1-3 vaakakuorman suuntaisilla sivuilla esiintyi vinoja halkeamia koko pilarin matkalla. Koska kuormituskoe oli toteutettu syklisenä kuormituksena

puristetun ja vedetyn puolen vaihdellessa, tuloksista ei selvinnyt puristetun ja vedetyn reunan eroa halkeilussa tai murtotavassa. Koekappaleista murtui manttelin alareuna, mutta epäselväksi jäi, johtuiko se betonin puristusmurrosta, pääteräksen nurjahtamisen tai katkeamisen seurauksena lohjenneesta betonista vai näiden yhdistelmästä. Alareunan murtuminen oli odotettua, koska koerakenne toimi mastopilarin tapaan, jolloin suurin taivutus kohdistui alapäässä. Koekappaleiden manttelien pääraudoitus oli sidottu anturoihin taivuttamalla päät L-koukuiksi, mikä ei ole todellisessa rakenteessa mahdollista. Raudoitus on mahdollista myös jälkiankkuroida lujasti perustuksiin, mutta silloin esimerkiksi betonin kartiomurto saattaa rajoittaa ankkurointia [15].

Monoliittisen vertailukappaleen kuormakäyrä oli muodoltaan lähellä koekappaleen 2 käyrää, vaikkakin vaakakuormankesto pieneni hieman enemmän suuremmilla vaakasiirtymillä. Sen maksimivaakakuorma oli 179 kN ollen siten 10 % suurempi kuin koekappaleella 2.

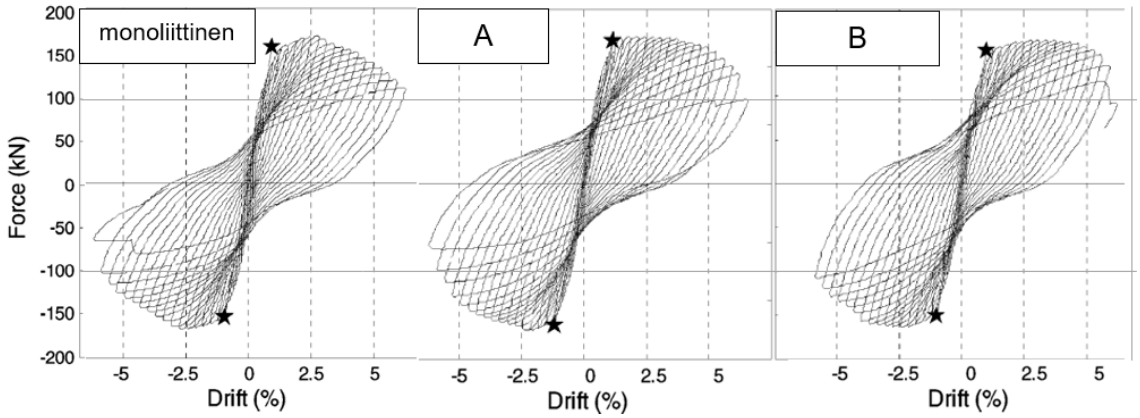
Toinen vertailurakenne oli vahvistamaton pilari. Vahvistetun pilarin 1 vaakakuorman kestävyys oli 3,44-kertainen vahvistamattomaan verrattuna, vaikka sen manttelointi oli tehty alkuperäisen pilarin ympärille ilman mitään esikäsittelyä tai mekaanisia tartuntoja. Kuten kuvassa 15 on esitetty, mantteli oli vieläpä kuormitettu epäsuorasti eli ulkoinen kuorma kohdistui ainoastaan alkuperäiseen pilariin. Pilarin poikkileikkaus kasvoi manttelointinilla noin 2,5-kertaiseksi, mutta on yllättävää, että heikommallakin rajapinnan tartunnalla rakenteen taivutuskestävyys kasvoi huomattavasti. [40, s. 266, 273] Pystykuorman tapauksessa tulos ei olisi ollut niin yllättävä kestävyyden riippuessa pitkälti poikkileikkausalasta, vaikkakin epäsuorassa kuormitustavassa mantteli olisi leikkautunut irti kantamatta yhtään kuormaa. Ilman rajapinnan tartuntaakin tai leikkauskestävyyttä neljänsivun mantteli tarjoaa huomattavan vaakatuen, sillä manttelin kokoisella kotelopoikkileikkauksella on huomattavan suuri taivutusjäykkyys verrattuna alkuperäiseen pilariin, mistä on hyötyä erityisesti koekuormituksen vaakasiirtymän tapauksessa. Vaakatuki mahdollistaa myös sulkemisvaikutuksen, joka kasvattaa pilarin betonin lujuutta parantaen rakenteen normaalivoimakestävyyttä.

3.3.3 Betonipinnan käsittelyn vaikutus vahvistetun pilarin kestävyyteen ja jäykkyyteen

Bousias et al. [3] tutkivat samankaltaisella koejärjestelyllä kuin Vandoros et al. [40] betonipinnan käsittelyn vaikutusta vahvistetun pilarin toimintaan. Koerakenteet olivat mittoja ja raudoitusta myöten yhtenevät. Edelliseen tutkimukseen verrattuna koekappaleina oli lisäksi karhentamalla esikäsitelty pilari (A) ja pilari, jossa oli sekä karhennus että tartuntateräkset (B). Karhennus oli tehty paineilmapiikkausvasaralla. Oleellinen ero oli

manttelin betonin lujuuksissa, jotka olivat selvästi suurempia: 53…55 MPa, lukuun ottamatta yhteen hitsatulla pääraudoituksella ollutta koekappaletta, jonka manttelin lujuus oli 29 MPa. Vastaavanlaisessa syklisessä vaakakuormituskokeessa saadut kuormakäyrät siirtymän suhteen olivat keskenään samankaltaiset. Toisin kuin Vandorsin et al. tutkimuksessa [3], jopa käsittelemättömällä rajapinnalla varustetun koekappaleen käyrä erosi verrattain vähän muista ja rakenne kesti kohtalaisen hyvin taivutusta siirtymän kasvaessa. [3, s. 521-525] Hyvää tartuntaa voisi selittää manttelibetonin korkea puristuslujuus, joka korreloi korkeaa tartuntalujuutta.

Paras taivutuskestävyys myödön suhteen saavutettiin karhennetulla rajapinnalla (A) sen ollessa jopa suurempi kuin monoliittisella pilarilla. Toisaalta monoliittisessa pilarissa oli ainoastaan manttelin raudoitusta vastaava raudoitus eli huomattavasti vähemmän kuin vahvistetuissa koerakenteissa. [3, s. 523-524]



Kuva 18. *Monoliittisen pilarin ja vahvistettujen pilarien A ja B kuormakäyrät vaakasiirtymän mukaan [3, s. 524].*

Kokeen kuormakäyrissä vaaka-akselilla oli käytetty prosentuaalista rakenteen yläpään siirtymää, mikä erosi kuvan 16 esitystavasta, jossa oli vaakasiirtymälle lukuarvo. Kuten kuvaajien muodosta voi havaita, asteikkojen skaalaus on kuitenkin samaa luokkaa. Kuvien 16 ja 18 mukaisesti maksimivaakakuorma jäi kummassakin tutkimuksessa 150…170 kN:iin, vaikka Vandorsin et al. tekemissä kokeissa manttelin lujuus oli huomattavasti pienempi koerakenteiden ollessa muilta osin hyvin samanlaiset. Tuloksen olisi voinut olettaa eroavan, vaikka eri koekuormitusten tuloksia ei täysin voi verrata toisiinsa, sillä vaihtelua aiheuttaa esimerkiksi materiaalit, olosuhteet ja koejärjestelyt.

Bousiasin et al. tekemän kokeen yllättävä tulos oli koekappaleella B, joka oli sekä karhennettu, että varustettu tartuntateräksillä. Sen taivutuskestävyys jäi samaan luokkaan tai huonommaksi kuin koekappaleilla, joissa käsittelyt olivat erikseen. Kyseisen koekappaleen kuormakäyrässä oli erikoista, että käyrän puristus- ja vetopuoli olivat epäsym-

metriset, vaikka symmetrisellä raudoituksella kuvaajan olisi pitänyt olla lähes symmetrinen. [3, s. 524] Tulos viittaisi, että toisessa reunassa oli ollut huonompi tartunta, kun pääteräksien ankkurointi oli toteutettu luotettavasti suoraan anturavaluun, eikä niiden liukumista voi pitää todennäköisenä. On myös mahdollista, että tartuntojen poraaminen ja piikkaamalla karhentaminen ovat aiheuttaneet paljon mikrohalkeilua, jolloin rajapinnan käsittely on osin heikentänyt tartuntaa.

Suurin muodonmuutoskyky saavutettiin tartuntateräksillä, mikä on ymmärrettävää, sillä tartunnat toimivat sitkeästi ja säilyttävät lujuuden venyessään. Muodonmuutoskyvyn osaltakin erot eri käsittelyjen välillä olivat melko pienet. Käsittelemätön pinta mahdollistaa suuren liukuman rajapinnassa, mutta siitä huolimatta sillä saavutettiin hyvä vaakakuormankesto suurillakin siirtymillä ja esimerkiksi parempi kuin karhennetulla pinnalla. [3, s. 524]

Koekappaleiden pystysiirtymää mitattiin rakenteen sivulta 250 mm:n etäisyydellä alareunasta. Ideana oli selvittää manttelin liukumaa ja sen palautumista kuormitussyklien aikana. Mittauksessa selvän poikkeuksen teki odotetusti käsittelemättömällä pinnalla ollut koekappale, jonka aksiaalinen venymä oli 2-3-kertainen muihin verrattuna ja palautui vain osittain kuormitussyklien aikana. Myös tartuntateräksillä varustetulla koekappaleella venymä ei palautunut yhtä hyvin kuin muilla, mitä voisi selittää tartunnoissa tapahtunut plastinen muodonmuutos. [3, s. 525]

Kolmen tutkimuksen tuloksien perusteella betonipinta tulisi jollakin tavalla esikäsitellä, mutta käsittelyllä ei ollut suurta vaikutusta vahvistetun rakenteen taivutuskestävyyteen. Monoliittisten pilarien tulos ei mitenkään oleellisesti eronnut vahvistettujen rakenteiden kestävyydestä tai käyttäytymisestä. Edes karhennettu pinta yhdistettynä tartuntateräksiin ei kasvattanut taivutuskestävyyttä, mikä voi selittyä sillä, että rajapinnan liukuma ei rajoita rakenteen kestävyyttä. Tulkintaa tukee myös se, että monoliittisen pilarin myötökestävyys oli vain 6 kNm suurempi [3, s. 523]. Tartuntaterästen suurin hyöty karhennukseen verrattuna oli taivutuskestävyyden säilyminen korkeana, vaikka sivusiirtymä kasvoi. Karhennettu pinta toimii parhaiten pienen liukuman jälkeen kivirakenteiden kiilautuessa, mutta kivirakeiden leikkautuessa irti leikkauskestävyys heikkenee merkittävästi.

Ilman mitään käsittelyäkin saavutetaan hyvä vahvistusvaikutus manttelilla, mutta rakenteet toimivat pääosin erillisinä rakenteina ja esimerkiksi pystykuormaa siirtyy hyvin vähän manttelille epäsuoran kuormituksen tapauksesssa. Vaikka mantteli mahdollistaa sulkemisvaikutuksen vanhalle pilarille, sen hyöty saavutetaan tavallista betonin puristuslujuutta lähestyvillä jännityksillä, mikä tarkoittaa suurehkoja muodonmuutoksia ja todennä-

köisesti vanhan pilarin haitallista halkeilua. Käsittelemättömällä pinnalla taivutuskestävyys heikkeni melko nopeasti sivusiirtymän kasvaessa, joten voimakkaasti taivutettuihin ja hoikkiin pilareihin esikäsittely tai muu sidonta on erityisen tärkeä. Tutkimusten koekuormitukset tehtiin niin sanotuilla lyhyillä pilareilla, joissa rakenteen stabiliteetti ei rajoita kestävyyttä, jolloin ei selvinnyt rajapinnan käsittelyn vaikutusta hoikkien pilarien kestävyyteen.

Myös epäselväksi jäi, millainen tulos olisi ollut mantteleilla, joiden pääteräksiä ei olisi ankkuroitu pilariin, jolloin mantteli olisi muodostanut vaakatuen, mutta ei olisi toiminut huomattavan jäykkänä mastopilarina. Ilman pääterästen ankkurointia perustuksiin manttelin vahvistusvaikutus muodostuisi pääasiassa poikittaistuen myötä. Manttelin kotelopoikkileikkaus tukisi huonosti vanhaa pilaria rakenteen alapäässä, jossa sivusiirtymä on hyvin pieni. Puolestaan mastopilarin yläpäässä suurimman siirtymän alueella vahvistusvaikutus olisi huomattavasti parempi. Ilmiötä voi tarkastella kuvan 34 nurjahdusmuotojen avulla, jos sitomattoman manttelin olettaa käyttäytyvän nivelpilarin tapaan (a). Manttelin liittymisestä perustuksiin on kerrottu enemmän kappaleessa 3.6.2.

3.4 Materiaalien valinta

Manttelin betonin materiaalivalintaan vaikuttavat erityispiirteet ovat ohut valukerros, joka liittyy aikaisemmin valettuun betonipintaan ja valutyötä haittaava tiheä raudoitus. Kapea ja korkea valu joudutaan usein tekemään valureikien kautta yläpuolisten rakenteiden läpi tai vaihtoehtoisesti painevaluna alakautta, mikä lisää valun haastavuutta. Manttelivaluihin kuluu suhteellisen vähän betonia, jolloin voidaan käyttää kehittyneempiä betonituotteita nostamatta merkittävästi kokonaiskustannuksia. Talonrakentamisen kohteissa manttelointi tehdään usein sisätiloissa, jolloin valuolosuhteita voidaan hyvin hallita.

Manttelin betonin lujuusluokaksi suositellaan vähintään 5 MPa suurempaa kuin alkuperäisellä pilarilla, jolloin myös sen kimmokerroin on suurempi [8, s. 1717] [31, s. 116]. Vanhan pilarin puristuessa kuormitettuna yhä suurempi osa kuormista välittyy manttelille, kun rakenneosat kantavat jäykkyyksiensä suhteessa. Betonin korkeammalla lujuudella on mahdollista pienentää manttelin kutistuman ja viruman vaikutuksia, vaikkakin betonin lujuus on vain osatekijä [12, s. 32-34].

Varsinkin elementtirakenteisissa pilareissa betonin lujuus saattaa olla niin suuri, että ollakseen sitä lujempaa, manttelissa pitäisi käyttää korkealujuusbetonia eli lujuusluokan C55/67…C100/115 betonia [4, s. 85-87]. Korkealujuusbetonien käyttäytyminen on hauraampaa kuin tavallisilla C50/60 ja sitä alhaisemmilla betonin lujuuksilla, mikä vaikuttaa

myös joihinkin laskentakaavoihin. [12] [32, s. 78, 80] Korkealujuusbetonilla on saavutettavissa jo ohuella manttelilla rakenteelle hyvä puristuskapasiteetti, jolloin vahvistusrakenne ei vie niin paljon hyödynnettävää lattiapinta-alaa. Tavanomaista tiiviimpänä korkealujuusbetoni sisältää vähemmän huokosia, mikä vähentää vaurioittavien aineiden imeytymistä ja parantaa rakenteen pitkäaikaiskestävyyttä.

Korkealujuusbetoni sisältää vähemmän vettä, jolloin jäykempi massa tuo valuun haasteita, eikä sitä välttämättä suosita työmaavaluissa. Pumppausvalussa massan tulisi olla riittävän notkeaa, ettei se jumitu pumppausputkeen. Jäykkä massa on myös vaikea tiivistää luotettavasti. Riskinä on, että työmaalla betonia notkistetaan vedellä valun helpottamiseksi, mistä aiheutuu helposti suuri kuivumiskutistuma, haitallista halkeilua ja menetetään osittain korkealujuusbetonin hyödyt. Tehokkaat lisäaineet, kuten notkistimet parantavat korkealujuusbetonien työstettävyyttä ja helpottavat niiden käyttöä työmaavaluissa. Massiivisissa valuissa korkealujuusbetonin suuri lämmöntuotto voi muodostua ongelmaksi, mutta manttelin melko ohuella valukerroksella lämpötilan nousu on maltillista. [32, s. 78, 80]

Valua voidaan helpottaa käyttämällä itsetiivistyvää betonia, joka soveltuu monelta osin manttelivaluihin. IT-betonin lujuus vastaa usein korkealujuusbetonia, vaikka on täysin mahdollista valmistaa myös lujuusluokkien C30…C40 IT-betoneita, mutta niiden ominaisuuksia on tutkittu vähemmän [16, s. 7]. Itsetiivistyvä betoni saadaan aikaan suuremmalla sementin ja hienoaineksen määrällä, mikä erottaa sen tavallisesta korkealujuusbetonista. IT-betonimassa saadaan hyvin juoksevaksi tehonotkistimien avulla pienestä vesimäärästä huolimatta. Manttelivalussa voidaan hyödyntää IT-betonin parhaat puolet eli hyvä työstettävyys sekä korkea lujuus. IT-betonin tartuntaominaisuudet ovat myös vähintään yhtä hyviä kuin tavallisilla betoneilla. Eräässä kokeessa tutkittiin IT-betonin tartuntalujuutta valamalla ontelolaatan päälle pintalaatta IT-betonilla. Useassa vetokoekappaleessa murtokohta oli muu kuin betonien rajapinta [16, s. 52-56]. IT-betonin pieni vedenerottuminen edesauttaa tartuntaa, samoin suuri tartuntalujuus, jota korkea puristuslujuus korreloi. Suurempi sementtimäärä myös parantaa tartuntaa verrattuna runkoaineena toimivaan kiviainekseen, jolla ei ole tartuntaominaisuuksia.

Itsetiivistyvän betonin käyttäminen vaatii kuitenkin työmaalla kokemusta ja tietoa sen erityispiirteistä. Kun sen vedenerottuminen on hyvin vähäistä johtuen pienestä vesimäärästä, pinnan jälkihoito on aloitettava välittömästi valun jälkeen, jotta vältytään pinnan kuivumiselta ja kutistumahalkeilulta [16, s. 62]. Helposti kuivuvissa valuissa kosteuden haihdunta olisi hyvä estää jo valun aikana, mutta manttelin tapauksessa valupinta on pieni ja vastaavasti muottipinta-ala suuri, ettei valu ole niin kriittinen kuivumisen suhteen.

Nopean muottikierron takia muotit saatetaan purkaa nopeasti, jolloin valua on kasteltava tai suojattava haihdunnan estämiseksi.

Korkealujuusbetonien mukaan lukien IT-betoni sisäinen kutistuma on suurempi kuin tavallisilla betoneilla johtuen suuremmasta sementtimäärästä. Sisäinen kutistuma on kuitenkin pieni verrattuna kuivumiskutistumaan lukuun ottamatta hyvin korkealujuuksisia betoneita. [12, s. 34] Kuivumiskutistuma luonnollisesti pienenee vesimäärän pienentyessä ja on siten pienempi korkealujuusbetoneilla. [4, s. 97] Kuivumiskutistumaan vaikuttaa oleellisesti käytettävä sideainetyyppi. Nopeasti kovettuvaa sementtiä (Rapid) on käytettävä enemmän ja siten myös suurempaa vesimäärää, mikä johtaa huomattavasti suurempiin kutistumiin, jonka takia manttelivaluissa tulisi käyttää esimerkiksi SR-sementtiä kutistuman vähentämiseksi. [16, s. 64-65] Hitaasti kovettuvat betonilaadut vaativat myös pitkän jälkihoitoajan, voivat hankaloittaa työmaatoimintaa erityisesti kylmissä olosuhteissa ja pystyvät myös hitaammin vastustamaan kutistumisjännitystä, joten niillä ei ole pelkästään positiivisia vaikutuksia. Usein halutaankin käyttää nopeasti kovettuvia betoneita, jotka yhdessä IT-betonin suuren pintakuivumisriskin ja suuren sementtimäärän kanssa aiheuttavat helposti suuria kutistumia ja betonipinnan halkeilua.

IT-betonin pieni vesi-sementtisuhde ja suuri määrä notkistinta heikentävät betonimassan koossapysyvyyttä ja tekevät huokostuksesta ja ilmamäärän hallinnasta vaikeaa, vaikkakin myös IT-betonia on mahdollista huokostaa vaatien erityistarkkuutta onnistuakseen. [16, s. 39] Jos betoni täytyy pakkasenkestävyyden takia huokostaa, olisi hyvä suunnitella manttelin raudoitus ja paksuus niin, että valu on toteutettavissa tavallisella betonimassalla.

Eräs vaihtoehto manttelin halkeilun hallintaan on kuitubetonin käyttö, vaikka sitä harvemmin käytetään palkki- ja pilarirakenteissa. Kuitujen käyttö ei vapauta jälkihoidosta tai estä kutistumaa, vaan pienentää halkeiluriskiä ja varmistaa rakenteen pinnalle moitteettoman ulkonäön. Manttelivalut ovat verrattain pieniä ja kuivuva valupinta olematon. Asianmukaisella jälkihoidolla ja oikeilla valuolosuhteilla manttelissa ei pitäisi esiintyä merkittävää halkeilua, jolloin kuitujen käytön hyödyt jäävät vähäisiksi. Manttelissa on joka tapauksessa käytettävä harjaterästä, jolloin kuidut olisivat ainoastaan lisänä, eivätkä korvaisi varsinaista raudoitusta. Kuidut jäykistävät betonimassaa ja heikentävät työstettävyyttä, joten jo muutenkin hankalasti tiivistettävään valuun ne soveltuvat huonosti. Kuidut nostavat betonin hintaa, joten vain varmuuden vuoksi niitä ei kannata käyttää.

Ohuissa valuissa on aina suuri halkeiluriski, joten siltä kannalta kuitujen käyttö voisi olla ihan perusteltua. Ulkotiloissa tai ympäristön rasituksille altistuvilla pilareilla kuiduilla saadaan parannettua pitkäaikaiskestävyyttä pienen halkeamaleveydenansiosta. Kuidut

myös lisäävät pinnan sitkeyttä ja iskunkestävyyttä, mistä on hyötyä törmäyksille alttiina olevissa rakenteissa. Jos manttelissa käyttäisi kuituja, muovikuidut lienevät parempi valita teräskuitujen sijaan, koska ne heikentävät työstettävyyttä vähemmän, eikä kuiduilla tavoitella erityistä rakenteellista kestävyyttä manttelin tapauksessa. Muottipintaan jäävät teräskuidut heikentävät ulkonäköä ja voivat ruostua. Esimerkiksi lattioiden valupinnan oikea-aikaisella hierrolla kuidut eivät jää pintaan, mutta pahimmassa tapauksessa epäonnistunut pinnan viimeistely nostaa kuidut pintaan. [23, s. 72-74]

Manttelin kutistuman vaikutusta voidaan kompensoida jättämällä varsinainen manttelivalu yläpäästä vajaaksi. Kun suurin osa betonin kutistumasta on tapahtunut, esimerkiksi viikon kuluttua, yläpää valetaan umpeen paisuvalla betonilla. Paisuvan betonin pohjana on usein saumaus- tai juotosbetoni, jossa on pieni raekoko ja massa on hyvin juoksevaa. Paisuva betoni laajenee sitoutumisvaiheessa 3-8% riippuen käytettävästä lisäainemäärästä. [26] Pieniin juotosvaluihin tarkoitetut työmaalla sekoitettavat juotosbetonit sisältävät yleensä jo valmiiksi paisuttavan lisäaineen [14, 21, 42]. Parhaan lopputuloksen saamiseksi massa tulisi valaa noin puolen tunnin sisään paisuttimen sekoituksesta, jonka takia paisutin on mahdollista sekoittaa massaan vasta työmaalla. [26] Paisuva betoni täyttää luotettavasti ohuet välit ja kolot, mutta sekin kutistuu jonkin verran kuivuessaan, joten se ei pysty jännittämään manttelia yläpuolisiin rakenteisiin. Yleisestikin jälkivalusta ei ole hyötyä, jos sen läpi kulkee tartuntateräkset manttelin yläpuolisen rakenteen välillä, sillä ne estävät manttelin kutistumaa ja samalla jälkivalun toimintaa.

Materiaalikustannusten kannalta pääsääntöisesti korkeamman lujuuden betonit ja kehittyneet eli lisäaineistetut tuotteet maksavat enemmän. Korkeammalla betonin lujuudella sama kuormakapasiteetti saavutetaan pienemmällä betonimäärällä, jolloin kokonaismateriaalikustannukset pysyvät melko vakiona. Korkealujuusbetonien käyttömahdollisuuksia tutkivassa diplomityössä vertailtiin tavanomaisen neliöpilarin kokonaiskustannuksia, kun pilarin tuli kestää 40 MN:n kuorma. Kustannuksissa huomioitiin muotitus, raudoitus, kuljetus ja pumppaus sekä varsinainen betoni, jolle oletettiin korkeammilla lujuuksilla suurempi myyntikate. Lopputuloksena kokonaiskustannukset neljällä eri vertailupilarilla olivat hyvin samansuuruiset. Kokonaiskustannukset hieman laskivat lujuuden kasvaessa ja vastaavasti poikkileikkauksen pienentyessä. Pelkät betonin materiaalikustannukset nousivat 4…5 prosenttiyksikköä C35/45-lujuusluokan kasvattamisella C70/85:een. Mantteloinnin tapauksessa on vieläpä huomioitava, että betoni muodostaa suhteessa pienemmän osuuden kokonaiskustannuksista kuin tavallisella pilarilla, jos kummassakin käytetään samaa betonituotetta. [32, s. 83-84]

Useamman betonivalmistajan hinnastossa kerrotaan IT-betonin hinnoittelun tapahtuvan tapauskohtaisesti riippuen esimerkiksi tarvittavasta määrästä, mutta yleisesti se on tavallista betonia kalliimpaa. Mantteloinnissa työ muodostaa merkittävän osan kustannuksista, joten IT-betonin korkeampi hinta ei yksistään ole syy olla käyttämättä sitä. IT-betonilla säästytään betonin tiivistykseltä, mikä nopeuttaa valua huomattavasti. IT-betonin lisääntyvä käyttö myös pienentää sen kustannuseroa tavallisiin betoneihin.

3.5 Betonointi

Manttelin betonointiin vaikuttavat pitkälti samat erityispiirteet kuin sen materiaalivalintaan eli tiheä raudoitus ja hankalasti valettava, korkea ja ohut betonivalu. Betonointi voidaan toteuttaa joko ruiskubetonointina tai muottivaluna. Ruiskubetonointi soveltuu yleisesti parhaiten ohuiden ja pinta-alaltaan suurien betonointien tekoon, jossa muotituksesta tulisi huomattava kuluerä käytettävän betonin määrään nähden. Ruiskubetonointi mahdollistaa vapaat pinnan muodot, millä saavutetaan huomattava materiaalisäästö esimerkiksi kallion seinien vahvistamisessa verrattuna suorapintaiseen muottivaluun. Ruiskubetoni eroaa tavanomaisesta betonista pienemmän maksimiraekoon ja suuremman sementtimäärän osalta. Menetelmästä johtuen sitä ei tiivistetä, jolloin massa voi olla jäykempää ja käytettävä vesimäärä pieni. Betonimassan myös täytyy olla tarpeeksi jäykkää, jotta se ei valu ja tarttuu alustaan. [4, s. 352-353]

Kuva 19. *Uima-altaan seinärakenteen korjaus ruiskubetonoimalla [28, s. 36].*

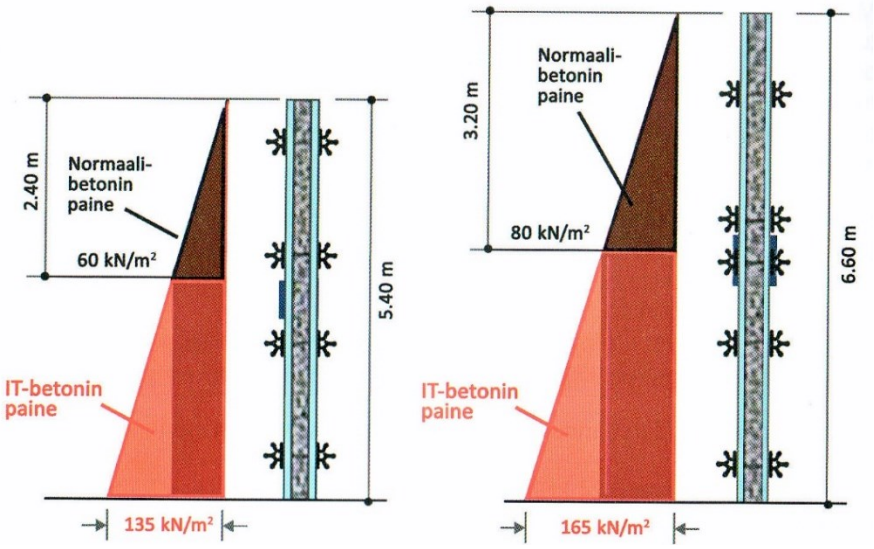
Yleensä ruiskutuksesta seuraa rosoinen ja hieman epätasainen pinta, joka vaikuttaa rakenteen lopulliseen ulkonäköön. Tuoretta pintaa on mahdollista tasata sekä hiertää, telata, pestä tai harjata. Kovettunutta pintaa voidaan lisäksi käsitellä tavalliseen tapaan hiekkapuhaltamalla tai pinnoittamalla esimerkiksi rappauksella. [4, s. 362] Jos pinnan tasoitus kuitenkin vaatii huomattavasti työtä, ruiskubetonoinnin hyöty osin menetetään.

Kuva 20. *Ruiskubetonoimalla valmistettu elementtipilari, joka on viimeistelty hiomalla kiiltäväksi [28, s. 36].*

Ruiskubetonoinnilla voidaan tehdä myös paksumpia kerroksia ja esimerkiksi betonielementtejä yksipuolista muottia vasten, joten sillä on toteutettavissa useimmat mantteloinnit. Ruiskubetonointi soveltuu enemmänkin vaurioituneen pilarin korjaamiseen, jossa ei ole tarkoitus juurikaan kasvattaa pilarin kuormakapasiteettia ja siten sen kokoa, koska sen suurin hyöty saavutetaan ohuilla rakennepaksuuksilla. Ruiskutus on taloudellisin isokokoisilla pilareilla, sillä pienemmillä rakenneosilla ylijäämäbetonin osuus kasvaa. Lisäksi mantteloitavia rakenteita tulee olla riittävän paljon, jotta ruiskutuskalustoa on taloudellista hankkia työmaalle. Ruiskubetonointia voisi käyttää paljon nykyistä enemmänkin, sillä se tuo huomattavaa säästöä, kun säästytään muotituksen teolta. Pienen vesisementtisuhteen ansiosta sillä saavutetaan korkea betonin lujuus kutistuman samalla jäädessä maltilliseksi. Ruiskubetonointi vaatii työntekijältä erityistä ammattitaitoa erityisesti

kuivaseosmenetelmää käytettäessä, mikä oleellisesti vaikuttaa lopputuotteen laatuun. [4, s. 361-363]

Talonrakentamisen manttelointitapauksissa on tyypillisesti tarvetta kasvattaa pilarin kuormakapasiteettia, jolloin vaadittava rakennepaksuus saavutetaan usein helpoiten muottivalulla. Muottivalua haittaa tiheä raudoitus, mitä voidaan helpottaa notkean betonimassan käytöllä. Jos vahvistettavan pilarin yläpuoliset rakenteen on purettu, mantteli voidaan valaa normaalisti yläkautta. Jos valu tehdään vanhan rakenteen viereen tai ympärille, se täytyy tehdä yläpuolisten rakenteiden läpi valureikien kautta tai painevaluna muotin liitinosan kautta. Muotteina voidaan käyttää tavallisia lautamuotteja, mutta yhä enemmän suositaan erityyppisiä valmiita järjestelmämuotteja, jotka ovat nopeita koota ja ovat uudelleenkäytettäviä. Myös haluttu valupinta vaikuttaa muottivalintaan. Levymuoteilla saadaan sileä pinta, mutta erityisesti korjauskohteissa voidaan edellyttää perinteistä lautamuottipintaa. IT-betonilla valettaessa on huomioitava massan juoksevuus, jolloin muotin tulee olla vesitiivis ja kestää hydrostaattinen paine. Kuvassa 21 on esitetty muottipaineen eroavaisuus tavallisen ja IT-betonin välillä.



Kuva 21. *Tavallisen betonin ja IT-betonin valupaineen jakautuminen [7, s. 94].*

Tavallisella betonilla muottipaine ei enää kasva muotin alaosassa, sillä jäykkä betonimassa muodostaa holvirakenteen muotin sisällä. IT-betonimassa aiheuttaa hydrostaattisen valupaineen koko korkeudelle muodostaen kolmion muotoisen jännitysjakauman. [7, s. 94]

Onnistuneen manttelivalun perustana on yleisesti betonirakenteiden toteutuksessa käytettävät oikeat työtavat. Manttelivalut eivät yleensä ole poikkeuksellisen vaativia, mutta

nekin saadaan helposti epäonnistumaan esimerkiksi jälkihoidon laiminlyönnillä, joka käytännössä tarkoittaa puutteellista vanhan betonin kostutusta ja liian aikaista muottien purkua, ilman että kosteuden haihtumista muilla tavoin estetään. Yksittäinen pilari saadaan tehokkaasti suojattua ympäriinsä kosteuden haihtumiselta. Seinän vieressä oleva manttelointi saattaa vaatia lisäksi kastelua, jos on todennäköistä, että valu pääsee seinän kautta liiallisesti kuivumaan. Korkeassa valussa betonin vapaa pudotuskorkeus saa olla korkeintaan 1…1,5 m ja valussa on käytettävä apuna valuputkea [7, s. 157]. Valun tiivistäminen lienee manttelivalun suurin haaste ja vähänkään huonosti työstettävää betonimassaa helposti muokataan työmaalla, joka usein tarkoittaa massan notkistamista vedellä. Mantteli täytyy suunnitella ja betoni valita niin, että se on työmaalla toteutettavissa, jotta myös lopputulos vastaisi suunniteltua. Manttelin betonointi ei ole erityisen tarkka valuolosuhteiden suhteen johtuen suuresta muottipinta-alasta. Korkea lämpötila ja auringon paiste voivat aiheuttaa liian nopean kovettumisen, josta seuraa halkeiluriski. Toisena ääripäänä valun jäätyminen ennen riittävää lujuutta johtaa huomattavan alhaiseen loppulujuuteen.

3.6 Kuorman siirtyminen

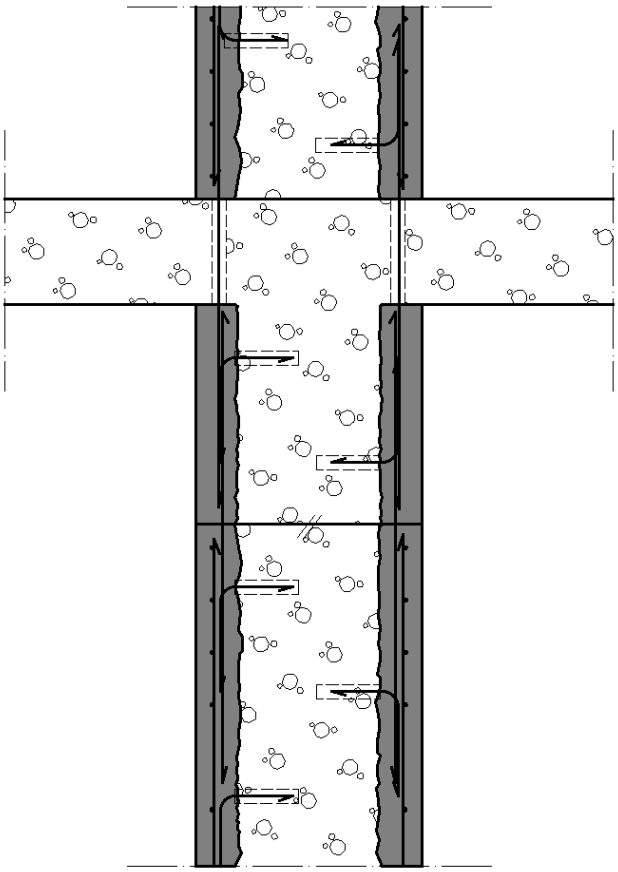
Vahvistusrakenteena toimiva betonimantteli voi kuormittua kahdella tapaan. Uusi lisäkuorma voi kohdistua suoraan manteliin, jolloin alkuperäinen pilari kantaa vain vanhan kuorman. Toisena vaihtoehtona on lisäkuorman siirtyminen manttelille epäsuorasti vain liittymäpinnan kautta. Todellisuudessa tilanne on usein jotain näiden väliltä manttelin kuormittuessa osin suoraan ja osin epäsuorasti. Epäsuoran kuormituksen ongelmana on, että vanhassa pilarissa täytyy tapahtua muodonmuutoksia ennen kuin mantteli alkaa kantamaan, vaikkakin osien rajapinnassa riittää pienikin siirtymä. Vanhan pilarin kuormitustasoa ei tunneta tarkasti, joten voi olla vaikea arvioida, paljonko todellisuudessa pilarissa on kapasiteettia lisäkuomalle. Ympärille tuleva mantteli sulkee vanhan betonin sisäänsä, joten suljettuna olevan betonin puristuslujuus kasvaa, mikä tarkoittaa pilarin kuormitusasteen laskevan jossain määrin pelkän sulkemisvaikutuksen ansiosta. Epäsuoran kuorman siirtymisen pilarin ja manttelin väliseen rajapintaan muodostavaa leikkausvoimaa ja rajapinnan leikkauskestävyyttä on käsitelty kappaleessa 4.5.

Eri toimenpiteillä tulisi pyrkiä suoraan kuormansiirtymiseen manttelille, jotta vahvistusrakenteesta saadaan paras hyöty, varmistetaan vanhan pilarin kestävyys ja pienennetään rajapinnan leikkauksen kautta välittyvää kuormaa. On myös vaikea mitoituksellisesti käsitellä vahvistetun rakenteen toimivan yhdessä, jos lähtökohta jo on, että mantteli ei juurikaan kuormitu. Toisaalta lähestyttäessä rakenteen murtoa siirtymien kasvaessa, kuormaa siirtyy väkisinkin manttelille. On oikeastaan kaksi eri asiaa määritellä vahvistetun

rakenteen murtumistilanteen kestävyys ja analysoida sen toimintaa käyttörajatilan kuormilla, jotka vastaavat likipitäen todellisia vallitsevia kuoria.

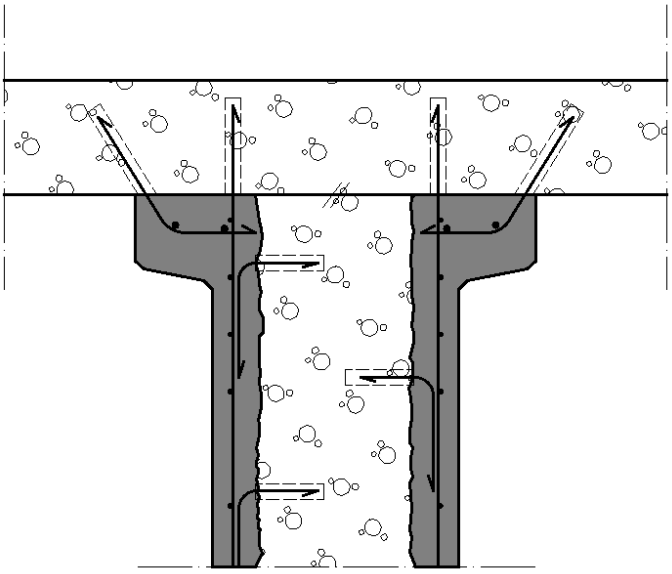
3.6.1 Ulkoisten kuormien siirtyminen vahvistusrakenteelle

Kuormansiirron suunnittelu on aina tapauskohtaista ja riippuu rakennuksen rakennejärjestelmästä sekä vahvistustarpeesta. Jos pilari-palkkirakenteisessa tapauksessa myös palkkeja joudutaan mantteloimaan tai tehdään kokonaan uusia palkkeja yläpuolisen laataston kuorman kasvaessa, vahvistusrakenteet saadaan liitettyä suoraan toisiinsa. Jos kyseessä on pilari-laattarakenne, laatan lävistymisen takia pilarin yläpäähän on mahdollisesti tehtävä levennys, johon mantteli saadaan hyvin sidottua. Vahvistustarpeen johtuessa lisäkerroksien rakentamisesta, uusien kerroksien pilarit voidaan tukea suoraan mantteliin. Näistä kolmesta tapauksesta on esitetty periaatteelliset liitosdetaljit kuvissa 22-24.

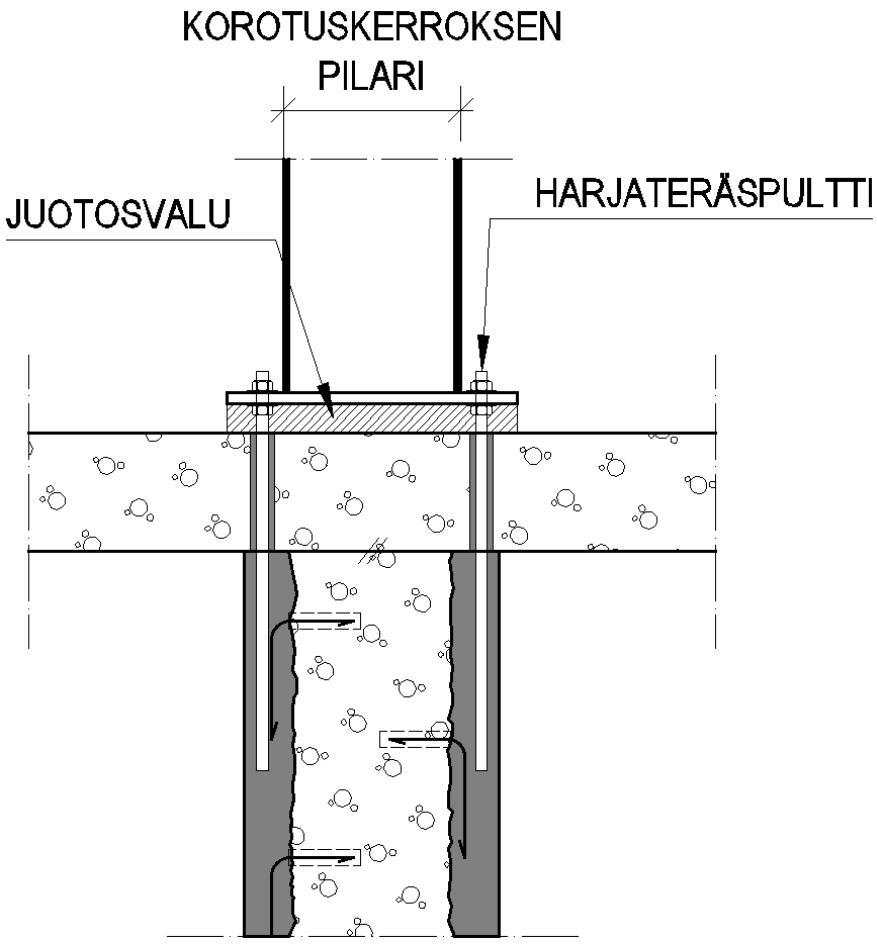


Kuva 22. *Pilarimanttelin liittäminen palkkimanteliin ja seuraavan kerroksen pilarimanteliin.*

Vastaavalla tavalla pilarimantteli jatketaan seuraavaan kerrokseen, vaikka palkkimanttelia ei tehtäisikään. Silloin palkkiin tulee ainoastaan pilarimanttelin kohdalle paksumpi kohta, ikään kuin haarukkatuki.



Kuva 23. *Vahvistetun pilarin tukipinnan kasvattaminen laatan lävistymisen estämiseksi.*



Kuva 24. *Vahvistetun pilarinlinjan jatkaminen korotuskerrokseen.*

Korotuskerroksien kantavina rakenteina käytetään usein teräs- ja puurakenteita, jotta rakenteiden painosta tulisi mahdollisimman pieni lisäkuorma. Kevyillä rakenteilla liitoksien suunnittelussa korostuu akustiikka ja äänien siirtyminen, mihin esimerkiksi kuvan 24 tapauksessa ei ole otettu kantaa.

Useampi kerroksisissa rakennuksissa manttelin pääraudoitus tulisi jatkaa kerrosten läpi aina ylempään kerrokseen. Pilari-laatta-runkorakenteessa raudoitus saadaan vietyä laatan läpi ongelmitta. Pilari-palkki-rungon tapauksessa täytyy välttää palkin raudoituksen katkaisemista, jolloin manttelin raudoitus on vietävä palkin vierestä laataston läpi seuraavaan kerrokseen kappaleen 3.2 kuvan 12 tapaan. Kun raudoitus joudutaan viemään palkin ohi, kaikki raudoitus keskittyy vain manttelin nurkkiin, jolloin raudoitusta saattaa joutua niputtamaan, mikä tulee huomioida ankkurointipituuksissa. [18, s. 32] Mahdollisuuksien mukaan laatastoa ja pilarin yläpäätä voidaan purkaa raudoitus säilyttäen, jotta liitoskohta voidaan valaan yhtenäiseksi [31, s. 116]. Silloin tulee kuitenkin huomioida laataston työnaikainen tuenta ja varmistaa liitosvalun tartunta laatastoon. Tällä tavalla voidaan myös kasvattaa laatan lävistyskestävyyttä, ellei kuvan 22 tapaista paksunnosta haluta tehdä. Elementtirakenteisten välipohjien kohdalla ongelmaksi muodostuu, että välipohja ei välttämättä pysty samaan tapaan välittämään manttelin kuormaa kerroksesta seuraavaan. Manttelin kohdalle voi sattua esimerkiksi ontelolaatan reunaontelo tai TT-laatan laipan reuna. Kummassakin tapauksessa mantteli voidaan ulottaa välipohjan kohdalle saakka tai ontelolaatan tapauksessa valaa paikallisesti ontelo umpeen.

Vahvistettavan pilarin työnaikaiseen kuormitustasoon vaikuttaa, missä laajuudessa rakennusta puretaan. Suurempien muutostöiden aikana esimerkiksi hyötykuormaa saattaa olla hyvin vähän, jolloin kuormitus muodostuu lähes yksinomaa yläpuolisten rakenteiden omasta painosta, josta kylläkin betonirakenteilla muodostuu merkittävä kuorma. Betonirakenteiden tai esimerkiksi tiiliväliseinien purkaminen pienentää huomattavasti kuormitusta. Tällaisissa tilanteissa pienenee tarve poistaa kuormaa pilarilta vahvistuksen ajaksi.

Kuormitus on suositeltavaa poistaa tunkkaamalla mantteloinnin ajaksi, mikäli vahvistamisen aikana pilarilla olisi huomattava kuormitus, eikä lisäkuormia voida muilla tavoilla suoraan siirtää manttelille [31, s. 115-116]. Esimerkiksi pilari-palkkirakenteessa palkeilla ja laatastolla voi olla kapasiteettia lisäkuormalle, jolloin ainoastaan pilarit tarvitsevat vahvistusta. Pelkän pilarin vahvistamistarve on kuitenkin harvinaisempi tilanne, sillä lisäkuorman rasittaessa esimerkiksi yhtä palkkia, lisäkuorma jakautuu vähintään kahdelle pilarille.

Kuormituksen poistaminen nostamalla yläpuolista rakennetta tunkeilla on perinteinen keino saada uusi rakenne kantamaan kuormitusta, kun vahvistusrakenne saadaan valettua saman mittaiseksi tai jopa hieman pidemmäksi, kun huomioidaan uuden betonin viruma ja kutistuma. Nostamisessa on huomioitava, ettei nosteta liikaa liittyvien rakenteiden vaurioitumisen välttämiseksi. Tunkista muodostuu huomattava pistekuorma, joka tulee huomioida sen molemmissa päissä. Laatastot voivat helposti lävistyä, ellei kuormitusalaa lisätä esimerkiksi järeällä teräspalkilla. Tunkkaaminen muodostaa erillisen työvaiheen ja hidastaa vahvistustyön tekemistä erityisesti, jos mantteloitavia pilareita on paljon ja tunkkeja joudutaan kierrättämään pilareilta toisille.

Tunkkaamiseen tarvittava voima voidaan laskea olettamalla vanhalle ja uudelle betonille sama kuormitusaste lopputilanteessa sekä huomioimalla betonien erilainen jäykkyys. Vanhalle pilarille tulevan kuorman lopullisessa rakenteessa voidaan arvioida olevan

$$N_1 = N_{P1} - (1-\alpha)T + \alpha\, N_a, \tag{7}$$

jossa (N_{P1}) on alkuperäisen pilarin nykyinen kuorma, (T) tunkkausvoima ja (N_a) lisäkuorma.

Kerroin (α) huomioi rakenneosien jäykkyyseron

$$\alpha = \frac{E_{c1}A_{c1}}{E_{c1}A_{c1} + E_{c2}A_{c2}}, \tag{8}$$

jossa E_{c1} on pilarin betonin kimmokerroin ja A_{c1} sen poikkileikkausala. E_{c2} ja A_{c2} ovat vastaavat suureet manttelille. [31, s. 116] RIL:n kirjassa kaava on esitetty niin, että tunkkausvoima vähennetään kokonaisuudessaan vanhalle pilarille tulevasta kuormasta, mutta osa tunkatusta voimasta palautuu takaisin vanhalle pilarille samalla tavalla kuin osa uudesta lisäkuormastakin [31, s. 116]. Vastaavasti manttelin osuus lopullisesta kuormasta on

$$N_2 = (1-\alpha)T + (1-\alpha)\, N_a = (1-\alpha)(T + N_a). \tag{9}$$

Pilarille ja manttelille asetetaan karkeasti ottaen sama kuormitusaste:

$$\frac{N_1}{f_{ck1}A_{c1}} \approx \frac{N_2}{f_{ck2}A_{c2}}, \tag{10}$$

jossa f_{ck1} ja f_{ck2} ovat pilarin ja manttelin betonin puristuslujuuksien ominaisarvot. Kaavat 7-10 yhdistämällä, vaadittavaksi tunkkausvoimaksi saadaan

$$T = \frac{(N_{P1} + \alpha\, N_a)\, f_{ck2}A_{c2} - (1-\alpha)\, N_a\, f_{ck1}A_{c1}}{(f_{ck1}A_{c1} + f_{ck2}A_{c2})(1-\alpha)}. \tag{11}$$

Esitetty laskelma ei ole täsmällinen, sillä se ei ota huomioon uuden betonin kutistumaa ja virumaa, vaan olettaa betonin vain kimmoisesti puristuvan kasaan. Toisaalta kuorman poistuessa vanhalta pilarilta sen viruma osittain palautuu, mikä tarkoittaa pienempää virumaeroa osien välillä. Viruma on mahdollista huomioida käyttämällä kappaleessa 4.6 esitettyjä tehollisia kimmokertoimia. Vähänkään suuremmalla manttelilla, jonka betonin lujuus on suurempi kuin alkuperäisellä pilarilla, tunkkausvoimaksi saadaan suurempi kuorma, kuin mitä pilarin nykyinen kuorma on, jolloin tunkkauvoima on huomattava rajoittaa vallitsevaan kuormitukseen.

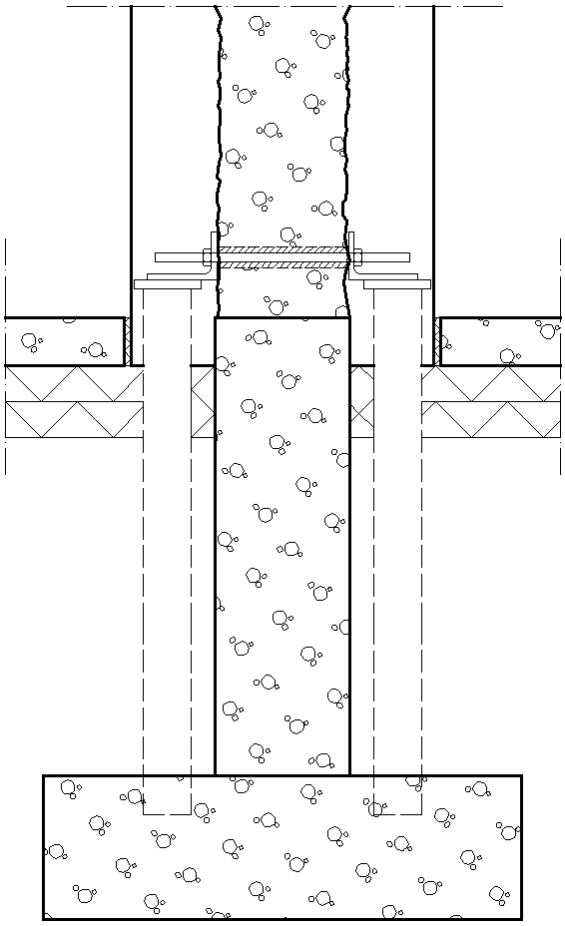
3.6.2 Vahvistusrakenteen kuormansiirto perustuksiin

Tyypillisesti pilarilla on anturaperustus, johon se liittyy suoraan tai erillisen lyhyehkön niin kutsutun pilarinoston välityksellä. Mantteli olisi hyvä tukea suoraan perustuksiin, joka voi tarkoittaa myös pilarinoston manttelointia [18, s. 31]. Nivelpilarilla riittää pystykuormien välitys jollain keinolla perustuksille, mutta mastopilarin tapauksessa manttelin raudoitus pitäisi myös saada ankkuroitua perustuksiin. Jos vanha rakenne toimii jo alun perin nivelpilarina, manttelin raudoituksen ankkuroinnilla perustuksiin ei ole juurikaan merkitystä, koska jo rakenteen mitoituksessa rakenteen oletetaan kiertyvän tuella ja kummankin rakenneosan taipuma ja nurjahdusmuoto ovat samankaltaiset. Jos kuitenkin pilarin maanalainen osa mantteloidaan, on se hyvä sitoa kevyemmällä raudoituksella anturaan, jolla mantteli saadaan sidottua esimerkiksi kutistumista vastaan.

Pilarinoston manttelointi on usein haastava ja kallis toimenpide, sillä sen tekemiseksi alapohjalaattaa täytyy purkaa laajalti maan kaivamisen takia. Maanalaisen pilarin osan tai pilarinoston kuormitusaste on usein varsinaista pilaria pienempi, sillä sen poikkileikkaus on vähintään samankokoinen, se on poikkeuksetta lyhyempi sekä sivusuunnassa maan ja osittain maanvaraisen alapohjan tukema. Näin ollen kuormakestävyyden kannalta pilarinoston manttelointi ei välttämättä ole tarpeellista. Kasvava kuormitus voi tarkoittaa myös perustuksien laajentamista tai muita vahvistustoimenpiteitä, jolloin rakenteen alaosan vahvistaminen ei ole ongelma.

Paksumman pilarinoston päälle mantteli saadaan tuettua ja sidottua, mutta pilarinoston ollessa vanhan pilarin kokoinen ja pilarin jatkuessa anturaan saakka, kuorman siirto perustuksille hankaloituu. Hoikalla pilarilla, joka vahvistetaan taivutuskestävyyden kasvattamiseksi, lyhyt pilarinosto voi hyvinkin kestää lisäkuormituksen alkuperäisen paksuisena. Ulkoseinälinjoilla perustuksien ja pilarinoston kasvattaminen ovat mahdollisia kohtuullisilla kustannuksilla. Perustuksien syvyys vaikuttaa siihen, kuinka laajalta alalta maata on kaivettava saadakseen perustukset esille ja siten työnaikaisesti tuettavien rakenteiden laajuuteen. Jos alapohja on tarkoitus säilyttää, rakennuksen keskialueilla

kuorman siirtäminen alapohjatasosta nykyisten perustusten tasoon voi helpoiten onnistua porattavilla pienpaaluilla, joiden asennus onnistuu varsin ahtaissakin paikoissa. Periaate tällaisesta kuorman siirtämisestä perustuksille on esitetty kuvassa 25.



Kuva 25. *Manttelin kuormien siirtäminen teräspaaluilla perustuksille.*

Vastaavalla tavalla teräspaalut voidaan ulottaa kallioon tai kovaan pohjamaahan saakka, jos myös perustuksia täytyy vahvistaa. Silloin on hyvä mitoittaa paalut kantamaan koko vahvistetun pilarin kuorma ja varmistaa järeillä vaarnatapeilla myös vanhan pilarin kuormien siirtyminen paaluille, mikäli on riskinä alkuperäisen anturan painuminen. Vedetty paalu voidaan injektoida kallioon kiinni, jolloin tulee huomioida myös manttelin ankkuroituminen paalun yläpäähän [1]. Paalun voi jättää pidemmäksi, jolloin vetojännitys ankkuroituu paalun vaipan kautta. Sileä vaippa pystyy kuitenkin välittämään vetoa melko vähän liukumatta, jolloin leikkauskestävyyttä voi kasvattaa paalun yläpään läpi asennettavilla vaarnatapeilla. Erityisesti vedetyllä paalulla tulee varmistaa paalun ankkuroituminen kallioon, eikä vain suurempaan kiven lohkareeseen.

4. VAHVISTETUN RAKENTEEN MITOITUS

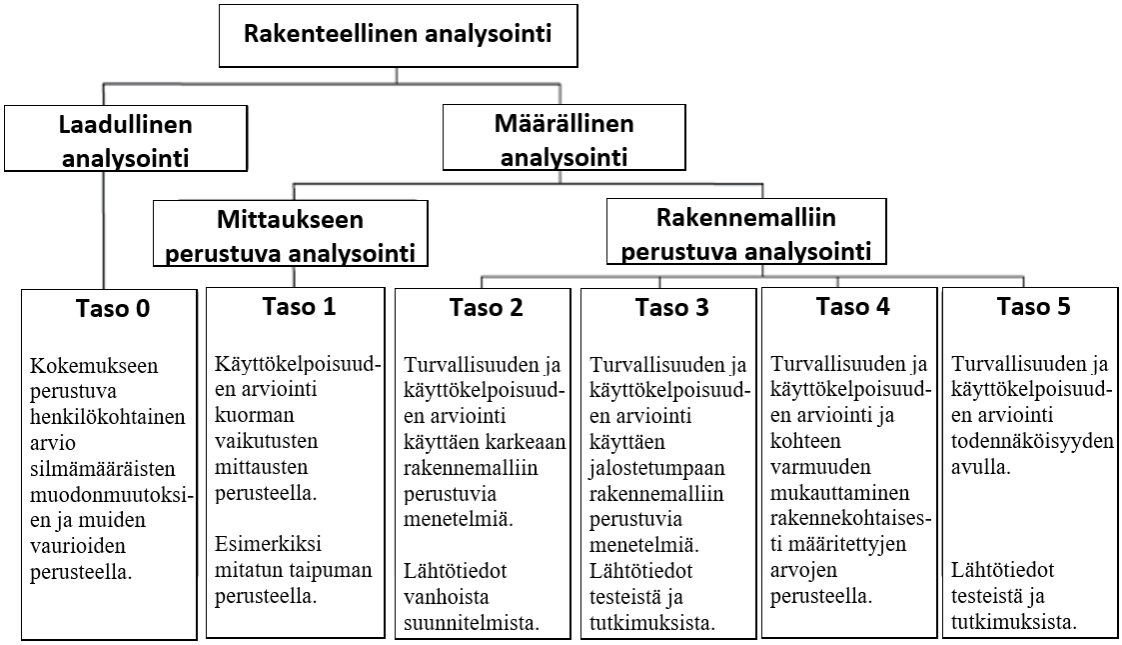
4.1 Lähtötiedot

Vanhan rakenteen vahvistamisen suunnitteluperusteena on sen rakenteellisten lähtötietojen selvittäminen. Jos vanhan rakenteen lähtötiedot ovat huonot, eikä esimerkiksi tiedetä raudoitusta tai betonin lujuutta, ei ole tarkoituksenmukaista käyttää vahvistusrakenteen suunnitteluun monimutkaista ja tarkkaa analyysia, koska epävarmuudesta johtuen yhdistetyn rakenteen käyttöaste täytyy jättää joka tapauksessa alhaiseksi. Ongelmana on myös lähtötietojen luotettavuus. Vaikka vanhan rakenteen suunnitelmat olisivat käytettävissä, tehty rakenne voi poiketa suunnitellusta sekä toteutuksen että materiaalien osalta. Betonirakenteessa voi esiintyä myös kantavuutta heikentäviä vaurioita, jotka pääsääntöisesti näkyvät rakenteissa erilaisena halkeiluna, mutta voivat olla myös piileviä ja vaurioiden vaikutusta kantavuuteen voi olla haastavaa arvioida.

Vanhan betonirakenteen lujuus voidaan selvittää ottamalla koekappaleita, mutta ne kertovat vain yksittäisen tuloksen, joka voi poiketa huomattavasti muilla rakenneosilla. Toisaalta tulokset antavat hyvän vertailukohdan vanhojen suunnitelmien tiedoille. Vahvistettavan pilarin raudoitus saattaa paljastua vanhan betonipinnan käsittelyn yhteydessä, jolloin raudoituksen kuntoa ja laatua voidaan tarkastella. Tieto on kuitenkin käytettävissä vasta toteutusvaiheessa ja vahvistaa suunnittelussa käytettyjä oletuksia. Jos pilareita avataan lähtötietojen saamiseksi, se edellyttää vähintäänkin avatun kohdan laastipaikkauksen, vaikka suunnittelun edetessä vanhojen rakenteiden kantavuus todettaisiin riittäväksi ilman manttelointia. Suunnittelijan täytyy myös pohtia, paljonko lähtötietojen selvittämiseen on järkevää käyttää resursseja, joka riippuu pitkälti kohteen laajuudesta ja mahdollisesti mantteloitavien pilarien määrästä.

Vanhan rakenteen kantavuutta voidaan arvioida rakenteellisen analyysin tasoilla, jotka Rücket et al. ovat esittäneet raportissa ”SAMCO Final Report 2006 F08a for the Assesment of Existing Structures”. Rakenteellisen analyysin tasot jaetaan kuuteen tasoon, jotka riippuvat lähtötietojen tarkkuudesta ja ne vaikuttavat siihen, kuinka yksityiskohtaisesti vahvistaminen voidaan suunnitella. Tasolla 0 rakenteen kantavuuden arviointi perustuu silmämääräiseen ja kokemusperäiseen arvioon, mikä voisi olla kyseisen rakenteen kantavuus, kun huomioidaan havaittavat vauriot ja muodonmuutokset. Taso 1 perustuu esimerkiksi taipuman mittaamiseen, jolla arvioidaan rakenteen murtokestävyyttä, kun vallitseva kuormitus on karkeasti tiedossa. Tasolla 2 rakenteen kestävyys lasketaan

yksinkertaisilla menetelmillä ja lähtötietoina käytetään vanhoja suunnitelmia, joiden paikkaansa pitävyys todetaan kohteessa silmämääräisesti. Tasolla 3 laskennassa käytetään kehittyneempiä mitoitusmenetelmiä, kuten FEM-laskentaa ja materiaalio minaisuudet varmistetaan kuntotutkimuksilla ja koemittauksilla. Tasolla 4 huomioidaan tarkemmin kohdekohtaiset tekijät, kuten käyttöikä, kuormitushistoria ja murtumisen vakavuus, joiden perusteella määritellään kohdekohtaiset osavarmuuskertoimet. Harvinaisella tasolla 5 mitoituksessa ei käytetä osavarmuuskertoimia vaan murtumisriskiä arvioidaan suoraan todennäköisyysjakaumilla. Materiaalio minaisuudet selvitetään hyvin tarkalla tasolla käyttämällä esimerkiksi koekuormituksia. [19, s. 27-28]



Kuva 26. *Rakenteellisen analyysin tasot. Perustuu lähteeseen [19, s. 28].*

Tyypillisesti kantavuuden selvitys ja vahvistamisen suunnittelu on tasoilla 2 ja 3. Jos vanhoja suunnitelmia ei ole käytettävissä, voidaan joutua tyytymään tasoihin 0 ja 1, jolloin varmuuden arviointi murtoa vastaan on hyvin haastavaa ja kuorman lisäykset tulee olla vähäisiä. Näillä tasoilla suuremmat lisäkuormat tarkoittavat uusien kantavien rakenteiden tekemistä vanhojen rinnalle, jotta rakenteiden kantavuus voidaan luotettavasti osoittaa. Uudet rakenteet voidaan saada jopa helpommin ja pienemmillä kustannuksilla toteutettua erityisesti, jos lisärakenteet eivät aiheuta toiminnallista ja ulkonäöllistä haittaa.

Tasot 4 ja 5 ovat harvinaisia käytännön suunnittelutyössä, sillä ne vaativat huomattavan työmäärän saatavaan hyötyyn nähden, eivätkä ole siten taloudellisesti kovin kannattavia. On kuitenkin historiallisesti arvokkaita ja poikkeuksellisia kohteita, joissa rakenteet tulee

säilyttää mahdollisimman muuttumattomina, milloin yksityiskohtaiset analyysit voivat tulla kysymykseen.

4.2 Teräsbetonirakenteiden suunnitteluperusteet

Kantavien rakenteiden mitoittaminen vaatii varmuuden, jotta on riittävän pieni tilastollinen todennäköisyys niiden murtumiseen. Eurokoodissa käytetään osavarmuusmenetelmää, jossa pysyviä ja muuttuvia kuormia kasvatetaan osavarmuuskertoimilla. Vastaavasti materiaalien lujuuksia pienennetään varmuuskertoimilla ja laskenta suoritetaan näin saaduilla mitoitusarvoilla. Mitoitus tehdään eri rajatiloissa: murto-, käyttö- ja onnettomuusrajatilassa, joissa käytettävät kuormien ja materiaalien osavarmuuskertoimet vaihtelevat. [11, s. 52, 70-74]

Varmuus voidaan osoittaa myös sallittujen jännitysten menetelmällä, jolloin mitoituksessa kuormina käytetään ominaisarvoja eli oletettuja todellisia arvoja ja laskennan lopuksi rakenteen kapasiteettia pienennetään isohkolla kertoimella, jolla saavutetaan kokonaisvarmuus murtoa vastaan. Laskennan tekemisestä materiaalin ominaisarvoilla on hyötyä esimerkiksi pohjarakenteiden mitoituksessa, jossa saadaan luotettavampi mitoitus käyttämällä mitattuja laskentaparametreja, sillä maa-aineksen ominaisuuksien heikentäminen varmuuskertoimilla ei välttämättä lisää vastaavasti varmuutta murtumista vastaan. Muussakin mitoituksessa on oltava tarkkana, käytetäänkö mitoituksessa lujuuden ominais- vai mitoitusarvoja, koska osa mitoituskaavoista on epälineaarisia ja joissakin tapauksissa mitoitusarvon käyttäminen laskennassa johtaa epävarmaan lopputulokseen. Eurokoodin osavarmuusmenetelmälle on myös osoitettu kritiikkiä ja vaihtoehtoisia menetelmiä varmuuden osoittamiseksi [29], mitä ei tässä yhteydessä käsitellä tarkemmin, sillä eurokoodi on yleisesti käytössä betonirakenteiden suunnittelussa ja vakiintunut menetelmä varmuuden osoittamisessa.

Tässä työssä vahvistusrakenteen mitoitus pohjautuu eurokoodin mukaiseen teräsbetonipilareiden suunnitteluun. Poikkileikkauksen jännitysjakauman määrityksessä yhdistetty rakenne oletetaan monoliittiseksi huomioituna liitospinnassa tapahtuva häviö. Esimerkiksi sulkemisvaikutuksen mitoittamisen taustalla on osin kokeellinen mitoitus ja empiirisiä kaavoja. Näiden yhteydessä pitäisi käyttää monoliittisuuskertoimia, joilla huomioidaan ideaalisen laskentamallin ja todellisen rakenteen välinen ero.

Monoliittisuuskerroin tarkoittaa esimerkiksi rakenteen laskennallisen kestävyyden ja todellisen kestävyyden suhdetta, joka voi olla esimerkiksi koekuormituksella todettu. Kestävyydessä ja jäykkyydessä monoliittisuuskertoimet ovat alle 1, mutta on hyvä huomata, että taipumien ja kiertymien tapauksessa kertoimet ovat yli 1. Kertoimia on kuitenkin

määritetty vain tietyille tapauksille ja niiden määrittäminen on monimutkaista. Monoliittisuuskertoimille on suositeltu kestävyyden osalta kerrointa 0,8 ja jäykkyyden osalta 0,7 [38, s. 1373] perustuen standardiin ENV 1998-1-4, Eurocode 8 (CEN 1996). Monoliittisuuskertoimien käyttö on melko vähäistä ja koskee lähinnä maanjäristyksien aiheuttamien dynaamisten kuormien tarkasteluita, mutta niitä ei ole esimerkiksi mainittu uudemmassa maanjäristystä koskevassa EN-standardissa [9, 10].

Eurokoodin osavarmuuskertoimiin sisältyy jo itsessään laskentamallin epävarmuus, jolloin sitä ei tarvitsisi erikseen huomioida. Vahvistusrakenteen mitoituksessa ei kuitenkaan voida varmistua, että osavarmuus on riittävä, kun eurokoodissa ei suoraan ohjeisteta vahvistusrakenteiden mitoitusta. Yleisissä suunnitteluperusteissa mainitaan, että erityistarkasteluissa voidaan mallin epävarmuus huomioida erillisellä osavarmuuskertoimella γ_{Sd}, jolle useimmissa tapauksissa voidaan käyttää arvoa 1,05…1,15 [11, s. 90]. Arvot ovat linjassa kestävyyden monoliittisuuskertoimen 0,8 kanssa. Rakenteen kokonaisvarmuutta lisää myös betonin huomattavan korkea materiaaliosavarmuus muihin materiaaleihin verrattuna.

4.3 Teräsbetonipilarin mitoitusmenetelmät eri rajatiloissa

Teräsbetonipilarien eurokoodin mukaisena mitoitusmenetelmänä voidaan käyttää epälineaariseen analyysiin perustuvaa yleistä menetelmää sekä nimellisen jäykkyyden tai nimellisen kaarevuuden menetelmää. Jälkimmäisenä mainitut ovat yksinkertaisempia ja useimmin käytettyjä. Menetelmissä esimerkiksi toisen kertaluvun vaikutukset huomioidaan eri tavalla, mikä johtaa hieman erilaiseen lopputulokseen riippuen käytettävästä menetelmästä. Tässä työssä tarkastellaan nimelliseen kaarevuuteen perustuvaa menetelmää, jossa pilarin oletetaan saavan lisätaipuman toisen kertaluvun momentista, joka kasvattaa mitoituksessa käytettävän normaalivoiman epäkeskisyyttä. Yksinkertaistetut menetelmät eivät sovellu vinon taivutuksen tapauksiin, jolloin työssä tutkitaan vain yksiaksiaalista taivutusta. [12, s. 68, 71, 73]

Pilarien käyttörajatilamitoituksesta ei erikseen löydy mainintaa eurokoodista tai esimerkiksi betonirakenteiden suunnittelun oppikirjasta [5, 12]. Taipuma ja halkeamaleveyden rajoittaminen ovat pääasiallisesti taivutetulla rakenteella tarkasteltavia asioita käyttörajatilan mitoituskriteereistä, eivätkä ole erityisen oleellisia pilareilla. Pilarin taipuma lisää normaalivoiman epäkeskisyyttä, mikä huomioidaan murtorajatilassa. Jännitysten rajoittaminen voisi tulla kysymykseen pilarilla, mutta käytännössä murtorajatilan mitoitusjännitys alittaa käyttörajatilan jännitysrajan. Tavallisesti betonin puristusjännitys pitkäaikaiskuormilla ($\sigma_{Ek.c}$) rajoitetaan arvoon 0,45 f_{ck} [12, s. 117]. Murtorajatilan betonin mitoituspuristuslujuus saadaan kaavasta

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_C} f_{ck} = \frac{0{,}85}{1{,}5} f_{ck} = 0{,}566\, f_{ck}, \quad (12)$$

jossa (α_{cc}) huomioi puristuslujuuden pienenevän pitkäaikaisessa kuormituksessa ja (γ_C) on betonin osavarmuuskerroin [12, s. 26, 35] [37, s. 15]. Voidaan osoittaa, että betonin jännitys mitoituskuormilla ($\sigma_{Ed.c}$) on aina suurempaa kuin $1{,}25\, \sigma_{Ek.c}$. Ilman hyötykuormaa, voidaan todeta, että $\sigma_{Ed.c} \geq 1{,}35\, \sigma_{Ek.c}$. Suurin hyötykuorman arvo (Q), jolla se ei kasvata mitoitusjännitystä $\sigma_{Ed.c}$ on silloin, kun

$$1{,}35\, G = 1{,}15\, G + 1{,}5\, Q \Rightarrow Q = 0{,}1\, G, \quad (13)$$

missä *G* on pysyvät kuormat. Suurin pitkäaikaiskuormien puristusjännitys saadaan hyötykuorman luokan E yhdistelmäkertoimella 0,8:

$$\sigma_{Ek.c} = G + 0{,}8\, Q. \quad (14)$$

Yhdistämällä edelliset kaavat saadaan

$$\sigma_{Ek.c} = G + 0{,}8 \cdot 0{,}1\, G = 1{,}08\, G, \quad (15)$$

mistä seuraa

$$\frac{\sigma_{Ed.c}}{\sigma_{Ek.c}} \geq \frac{1{,}35\, G}{1{,}08\, G} \Rightarrow \sigma_{Ed.c} \geq 1{,}25\, \sigma_{Ek.c} \quad (16)$$

Muutetaan murtorajatilan mitoitusehto käyttörajatilan mitoitusehdoksi yhdistämällä kaavat 12 ja 16.

$$\sigma_{Ed.c} \leq f_{cd} \Leftrightarrow 1{,}25\ \sigma_{Ek.c} \leq 0{,}566\, f_{ck} \Leftrightarrow \ \sigma_{Ek.c} \leq 0{,}4533 \ldots\, f_{ck} \quad (17)$$

Näin ollen betonin puristusjännityksen mitoitusehto ($\sigma_{Ek.c} \leq 0{,}45\, f_{ck}$) lähes aina toteutuu. [11, s. 60, 86, 90, 92] Jos betonin jännitys pitkäaikaiskuormilla raja-arvon 0,45 f_{ck}, tulisi ottaa huomioon epälineaarinen viruma [12. s. 117]. Kasvava viruma lisäisi toisen kertaluvun taivutusta nimellisen kaarevuuden menetelmällä mitoitettaessa.

Vahvistetulla pilarilla voisi toteutua tilanne, jossa käyttörajatilassa kuormat välittyisivät lähes yksinomaa vanhalle pilarille, jolloin sen betonin jännitys ylittäisi raja-arvon reilusti. Raja-arvon 0,45 f_{ck} vähäinen ylittyminen ei ole niin kriittinen, sillä nopeutunut viruminen tarkoittaisi rakenneosan puristumista ja kuorman siirtymistä enemmän suoraan mantte-lille. Suuremmat muodonmuutokset kuormittavat viereisiä kantavia rakenteita ja voivat vaurioittaa liittyviä rakenteita, joka ilmenee esimerkiksi halkeiluna. Vanhan pilarin ulkonäköä haittaavasta halkeilusta ei ole ongelmaa siinä mielessä, että se ei ole näkyvissä. Piilossa tapahtuva halkeilu on kuitenkin riski, sillä halkeilu myös ilmaisee rakenteen kuormitustasoa, jotta mahdollinen murtuminen on havaittavissa hyvissä ajoin.

Jos betonin jännitys käy usein lähellä puristuslujuuttaan syklisesti toistuvassa kuormituksessa, pilarin kantavuus alkaa heikentyä, millä on oleellinen merkitys koko yhdistetyn rakenteen kantavuudelle. Laskennan kannalta ongelmana on, ettei vanhan pilarin kuormitustasoa useinkaan tiedetä kovin tarkasti. Jos vahvistamisen ajaksi kuorma poistetaan, voitaisiin todeta, että jännityksen 0,45 f_{ck} vanhaan pilariin aiheuttama puristuma ($\varepsilon_{c.ser}$) on suurempi kuin manttelin kutistuma. Tässä tapauksessa manttelin olisi pakko alkaa kantamaan, ennen kuin jännityksen raja-arvo saavutettaisiin. Ilman kuorman poistamista betonin jännitys saattaa kuitenkin olla raja-arvoa suurempi, mikä tarkoittaa vallitsevan kuormituksen olevan suunniteltua suurempi. Tällaisessa tapauksessa lisäkuorma voikin aiheuttaa yli f_{ck}:n suuruisen jännityksen vanhaan pilariin, ennen kuin muodonmuutosten kasvaessa kuormaa siirtyy suoraan manttelille.

Alkuperäisen mitoituksen pitäisi olla hyvin epäonnistunut, jos betonin suuresta varmuudesta huolimatta vallitseva kuorma aiheuttaisi lähes puristuslujuuden suuruisen jännityksen. Mantteli myös sulkee vanhan betonin sisäänsä, jolloin sen puristuslujuus kasvaa sulkemisvaikutuksen myötä. Sitomalla manttelin raudoitus yläpuolisiin rakenteisiin saadaan kuormaa ainakin jossain määrin välittymällä suoraan, vaikka mantteli ei kutistuman takia muutoin kantaisikaan. Kuormaa siirtyy myös osien rajapinnan kautta manttelille epäsuorasti, vaikka lähtökohtaisesti pitäisi pyrkiä suoraan kuorman siirtymiseen. Kuormitus tulisi poistaa vahvistamisen ajaksi vanhalta rakenteelta, jos sen kuormitusasteen on syytä epäillä olevan huomattava, eikä lisäkuormaa saada suoraan manttelille välitettyä kappaleessa 3.6 esitetyllä tavalla.

Vanhan pilarin kimmoista puristumaa voi verrata manttelin kutistumaan esimerkin avulla. Uuden betonin laskennallisen kutistuman voi määrittää kappaleessa 2 esitetyillä eurokoodin laskentakaavoilla, mutta käytetään vertailukutistumana koemittauksissa saatuja arvoja. Itsetiivistyvälle betonille tehdyissä kokeissa R-sementillä kutistumat jäivät pääasiassa alle 0,8 ‰ ja SR-sementillä alle 0,5 ‰ [16, s. 64-65]. Vertailuun on valittu IT-betonien mittaustuloksia, sillä niiden kutistumat ovat tyypillisesti vähintäänkin samaa luokkaa ja usein suurempaa kuin tavallisilla betoneilla. Jos vanhan betonin puristuslujuudeksi valitaan esimerkiksi 25 MPa, sen kimmokerroin on noin 31 GPa [12, s. 30]. Raja-arvolla 0,45 f_{ck} puristumaksi saadaan

$$\varepsilon_{c.ser} = \frac{0{,}45\, f_{ck}}{E_{cm}} = \frac{0{,}45 \cdot 25\ MPa}{31\,000\ MPa} = 0{,}363\ ‰. \tag{18}$$

Tulokset ovat samaa kertaluokkaa, mutta tämän perusteella ei voida sulkea mahdollisuutta, että vanhan betonin jännitys kasvaa varsin suureksi, ennen kuin mantteli alkaa kantamaan. Kutistumat ovat vapaasti kutistuvilta kappaleilta ja ovat pienemmät estetyn

kutistuman manttelilla. Laskettu arvo on betonin kimmoinen puristuma, eikä sisällä viruman vaikutusta, mutta ei myöskään manttelin virumaa. Lisäksi puristuma voimistuu lähestyttäessä puristuslujuutta. Tulos puoltaa suosimaan eri keinoja mahdollisimman pienen kutistuman saavuttamiseksi ja kuormien siirtoon suoraan manttelille.

Palomitoituksen osalta on helpointa tyytyä eurokoodin taulukkomitoitukseen, jossa vain tarkistetaan raudoitteen suojabetonipaksuuden täyttyminen. Tavanomaisilla 20…30 mm:n suojabetonipaksuuksilla saavutetaan useimmiten tunnin palonkesto, mikä ilmenee taulukosta 3. Taulukossa esiintyvä μ-kerrroin on normaalivoiman palotilanteen mitoitusarvon ja normaalilämpötilan mitoituskestävyyden suhde.

Taulukko 3. *Pilarin vähimmäismitat ja keskiöetäisyyden vähimmäisarvot käytettäessä palomitoitukseen taulukkomitoitusta [13, s. 39].*

Standardipalon-kestävyys	Vähimmäismitat (mm) Pilarin leveys b_{min}/ päätankojen keskiöetäisyys *a*			
	Pilarin altistus useammalta kuin yhdeltä sivulta			Altistus yhdeltä sivulta
	μ_{fi} = 0,2	μ_{fi} = 0,5	μ_{fi} = 0,7	μ_{fi} = 0,7
1	2	3	4	5
R 30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R 60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R 90	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40**	155/25
R 120	250/40 350/35	350/45** 450/40**	350/57** 450/51**	175/35
R 180	350/45**	350/63**	450/70**	230/55
R 240	350/61**	450/75**	–	295/70

**
Vähintään 8 tankoa
Jännitetyillä pilareilla keskiöetäisyyttä suurennetaan kohdan 5.2(5) mukaisesti.

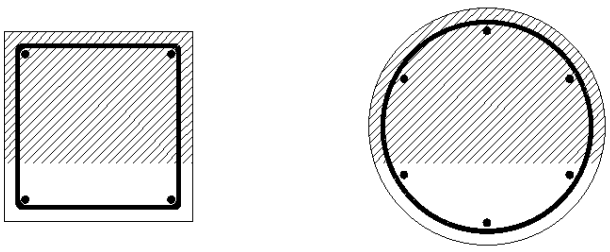
Palomitoituksessa käytettävät onnettomuusrajatilan kuormat ovat verraten pienet, jolloin alkuperäinen pilari saattaa kestää ne ilman vahvistusta, jolloin mantteli toimii palomitoituksen osalta vain palosuojana [11, s. 80, 86]. Manttelilla onkin mahdollista saavuttaa hyvin pitkä palonkestoaika vanhalle pilarille, mikä on eräs merkittävä betonimanttelin etu muihin vahvistamismenetelmiin verrattuna. Jos manttelin kuormankantokykyä joudutaan hyödyntämään palomitoituksessa, manttelin suojabetonipaksuuden kasvattaminen vaaditun palokestävyyden saavuttamiseksi on varsin kustannustehokas ratkaisu verrattuna erillisiin palosuojauksiin.

Suomen oloissa ei esiinny merkittäviä maanjäristyksiä, joten dynaamisia kuormia aiheutuu lähinnä liikenteestä siltojen pilareilla ja erityiskohteissa koneiden aiheuttamana.

Tässä työssä ei erikseen käsitellä vahvistetun pilarin kestävyyttä dynaamisille kuormituksille. Manttelin käyttäytymistä on tutkittu useammassa tutkimuksessa juuri dynaamisten kuormien rasittamana, millä on selvitetty niiden kestävyyttä ja muodonmuutoskykyä maanjäristyksissä sekä maanjäristyksessä vaurioituneen pilarin kantavuuden palauttamista ennalleen [3] [18, s. 29-30] [40]. Yleisesti sitkeillä rakenteilla on hyvä kestävyys maanjäristyskuormille, joten teräsbetonirakenteissa raudoitus mahdollistaa rakenteiden kestävyyden. Myös betoni kestää hetkellisesti suurempia kuormia kuin pitkäaikaisesti. Vahvistetulla pilarilla on tavalliseen teräsbetonipilariin verrattuna enemmän raudoitusta, ja huomioiden liittymäpinnan sitkeästi toimivat leikkausliittimet, se kestää mitä luultavimmin erinomaisesti dynaamisia kuormia verrattuna tavalliseen pilariin.

4.4 Poikkileikkaustyypit

Teräsbetonipilarin poikkileikkaus on muodoltaan tyypillisesti suorakaide tai ympyrä. Tässä työssä on keskitytty vahvistuksen mitoituksen osalta suorakaidepilariin, mutta vanhan betonipinnan käsittelyyn, leikkausliitokseen tai kuormansiirtoon poikkileikkauksen muodolla ei ole erityistä merkitystä. Rakenteen mitoituksessa pyöreän ja suorakaidepilarin merkittävin ero syntyy taivutetulla pilarilla. Pyöreän pilarin poikkileikkauksen sisäisen momenttivarren määrittäminen vaatii raudoituksen painopisteen laskemisen ja kuvan 27 mukaisen sekantin rajoittaman puristusvyöhykkeen määrittämisen, kun taas suorakaidepilarilla puristusvyöhyke on suorakaiteen muotoinen. Manttelin aiheuttama sulkemisvaikutus on myös hieman erilainen suorakaide- ja ympyräpoikkileikkauksella, sillä pyöreiden hakojen tukivaikutus on jatkuva, kun taas suorakaiteenmuotoisilla haoilla tukivaikutus on tehokasta vain kulmissa.



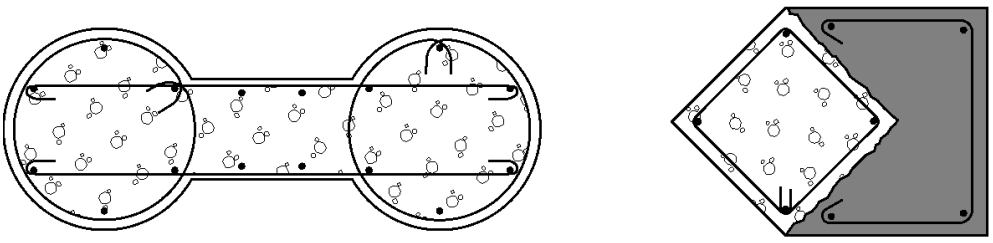
Kuva 27. *Suorakaide- ja ympyräpoikkileikkauksen puristusvyöhyke taivutetulla pilarilla.*

Manttelointi tulisi pyrkiä tekemään pilarin ympäri eli jokaiselle sivulle, jotta saadaan mahdollisimman paljon kasvatettua vanhan pilarin kapasiteettia. Neljän sivun manttelointinilla muodostuu jossain määrin sulkemisvaikutus vanhalle pilarille ja poikkileikkauksesta saadaan symmetrinen, jota pilareilla suositaan. Usein pilari sijaitsee seinän vieressä, jolloin manttelointi voidaan luontevasti tehdä kolmelle sivulle erityisesti, jos kyseessä on kellarin

maanpaineseinä, jolloin seinän purkaminen tulee kysymykseen vain poikkeustapauksissa. Kolmen sivun mantteloinnilla poikkileikkausta saadaan kasvatettua, mutta siitä tulee toiseen suuntaan hyvin epäkeskeinen, eikä sulkemisvaikutusta voida hyödyntää, jos mantteliin ei saada umpihakoja. Umpihakojen käyttäminen vaatisi suuren määrän porareikiä vanhan pilarin läpi, mikä olisi varsin työläs ja kustannuksia nostava vaihtoehto. Poratessa pilarin pääraudoitus myös helposti katkeaisi. Avohakojen päiden ankkurointi injektoimalla johtaa osin samaan ongelmaan, vaikka reikiä ei tarvitsisi porata pilarin läpi. Kolmelta sivulta mantteloitaessa sulkemisvaikutusta on varminta olla hyödyntämättä, millä ei ole huomattavaa laskennallista vaikutusta kestävyyteen verrattuna suuremman poikkileikkauksen ja raudoitusmäärän vaikutukseen.

Pilarin yhdeltä tai kahdelta sivulta tapahtuva manttelointi tulee kysymykseen, kun rakenteeseen samalla liitetään palkkimanttelointi. Rakennuksen laajentamiseksi voidaan uudet palkit liittää pilarin yhdelle sivulle tehtävään mantteliin. Näissä tapauksissa on loogista mallintaan manttelit uusina erillisinä pilareina, sillä rakenteen mallintaminen monoliittisena ei tuo hyötyä normaalivoimakapasiteettiin. Kahdelta sivulta mantteloituun pilariin, esimerkiksi hallirakennuksen mastopilariin, jossa on suuri taivutusrasitus, vahvemman suunnan taivutuskapasiteettia saisi kasvatettua rakenteen mallintamisella monoliittisena. Tässä työssä ei kuitenkaan mitoituksen näkökulmasta käsitellä edellä mainittua tapausta, koska kyseessä on erityistapaus ja työn lähdeaineiston manttelointia käsittelevät tutkimukset ja koekuormitukset on tehty neljältä sivulta mantteloiduille tapauksille. Hallirakennusten mastopilarit ovat siinäkin mielessä haastavia, että ne ovat usein hoikkia pilareita, joilla voi olla suurehko alkukäyristymä ja ovat herkkiä toisen kertaluvun vaikutuksille. Luotettavimman vahvistusrakenteen niihin saa neljän sivun manttelilla, joka samalla pienentää hoikkuutta.

Korjauskohteissa voi esiintyä geometrisesti monenlaisia pilareita, joiden vahvistaminen on täysin tapauskohtaista. Kuvassa 28 on esitetty eräs kerrostalon erikoispilari sekä harvinaisempi kohdekohtainen manttelointi, jossa reunapilarin kohdalta rakennusta on suunniteltu laajennettavaksi.



Kuva 28. *Geometrisesti erikoisempi pilari ja manttelointi.*

Tämän työn tarkasteluissa manttelin paksuus on oletettu saman paksuiseksi kaikilla sivuilla, mistä on harvoin tarvetta poiketa ja silloin rakenteen symmetrisyys voidaan säilyttää. Taivutuskapasiteetin kasvattamiseksi tehokkainta olisi kasvattaa pilaria pääasiassa taivutuksen suunnassa, mutta manttelin paksuudet ovat tyypillisesti melko ohuita, ettei ole taloudellisesti mielekästä optimoida paksuutta eri sivuille erilaisiksi. Valetun betonimanttelin minimipaksuudeksi suositellaan 100 mm ja ruiskubetonoidun manttelin minimipaksuudeksi 40 mm [24]. Notkistavien lisäaineiden käyttö ja itsetiivistyvä betoni mahdollistavat myös ohuempien valujen tekemisen [16], mutta manttelin raudoituksen ja tartuntaterästen mahduttaminen alle 100 mm:n mantteliin voi olla haastavaa.

Neljän sivun mantteloinnissa ei useinkaan tarvita 100…150 mm paksumpaa manttelia, sillä jo niillä pilarin poikkileikkausta ja kuormakapasiteettia saadaan kasvatettua huomattavasti. Esimerkiksi 300 mm x 300 mm -pilarilla poikkileikkausala lähes kolminkertaistuu, jos pilari mantteloidaan neljältä sivulta 100 mm:n manttelilla. Kuvan 28 kaltaisissa erikoistapauksissa ja yhden sivun mantteleissa vahvistusrakenne voi olla huomattavan paksu, kun vanhan pilarin kylkeen tehdään ikään kuin uusi pilari uuden palkin tueksi. Tällaisessa tapauksessa usein täytyy myös vanhoja perustuksia laajentaa, jolloin rakennekokonaisuus vastaa uutta rakennetta vanhan vieressä, eikä niinkään vanhan rakenteen vahvistamista.

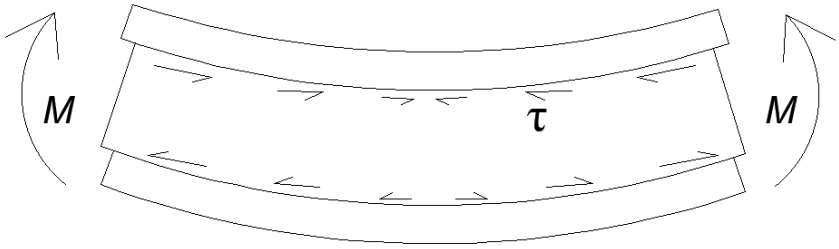
4.5 Manttelin ja vanhan pilarin rajapinnan leikkausliitos

4.5.1 Rajapinnan leikkausvoima

Vanha pilari ja betonimantteli muodostavat liittorakenteen, joiden välille muodostuu pääsääntöisesti leikkausliitos. Rajapinnan leikkausta aiheuttaa kolme päätekijää: 1) rakenneosien erilainen kaareutuminen ulkoisesta taivutuksesta johtuen, 2) rakenneosien välinen kutistuma- ja virumaero ja 3) kuorman siirtyminen epäsuorasti ydinosalta manttelille rajapinnan kautta.

Taivutetulla rakenteella liitosvoimia ei synny taivutuksen suhteen samankeskiöisillä poikkileikkauksilla eli rakenteilla, joissa poikkileikkaukseen kuuluvien osien painopisteakselien välinen etäisyys on nolla ($e_i = 0$). Ehto toteutuisi suorakaiteen muotoisella pilarilla ja tasapaksulla manttelilla, joka on kotelopoikkileikkaus, jos kuorma jakautuisi ideaalisesti osien välille jäykkyyksien suhteessa, raudoitus olisi symmetrinen ja betoni halkeilematonta. Esimerkiksi liittopilareilla osien painopisteakseleiden väli e_i oletetaan hyvin pieneksi ja betonin halkeilusta johtuvan painepisteen siirtymisen vaikutus vähäiseksi. [22, s. 217-218] Mantteloidulla pilarilla betonin halkeilu kuitenkin muuttaa painopistettä enemmän. Etenkin ilman työnaikaista kuorman poistamista vanha pilari kuormittuu enemmän

ja pyrkii käyristymään enemmän, jota mantteli vähentää leikkausliitoksen ja poikittaisen tuen myötä. Kuvassa 29 on havainnollistettu taivutusmomentista (M) aiheutuvaa rajapinnan leikkausjännitystä (τ).

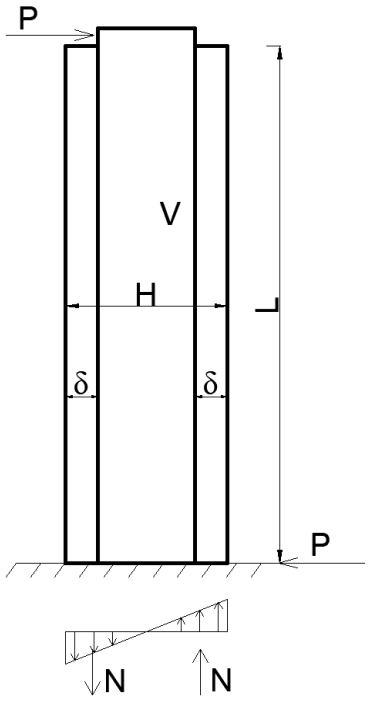


Kuva 29. *Taivutettu liittorakenne.*

Kuvan tilanteessa ylä- ja alaosien muodonmuutokset pääsevät tapahtumaan toisistaan riippumattomasti. Kyseinen tilanne on kahdelta vastakkaiselta sivulta mantteloidulla pilarilla. Neljältä sivulta mantteloidulla pilarilla sivuosat sitovat ylä- ja alaosan yhteen, jolloin sivut muodostavat ikään kuin omat palkkirakenteet vanhan rakenteen viereen. Vastaavanlainen kotelopoikkileikkaus on liittopilarien ulkokerroksen teräsosalla. Se kuitenkin poikkeaa rakenneosien paksuuksien ja materiaaliominaisuuksien puolesta oleellisesti betonimanttelista. [22]

Jos yhdistettyyn rakenteeseen kohdistuu vain tasaisesti keskeinen normaalivoima, ei statiikan näkökulmasta rajapintaan muodostu leikkausjännitystä, sillä poikkileikkauksen muodonmuutos on vakio tasaisesta jännitysjakaumasta johtuen. Käytännössä kuorma ei ole täysin keskeinen, jolloin taivutusta muodostuu aina jossain määrin, mikä huomioidaan eurokoodin mukaisessa mitoituksessa normaalivoiman vähimmäisepäkeskisyytenä [12, s. 56].

Taivutuksesta rajapintaan aiheutuvaa leikkausjännitystä voi pitää vähäisenä, jos neljän sivun mantteli on symmetrinen ja kuormituksen voidaan olettaa jakautuvan suoraan myös manttelille. Käytännössä suora kuorman siirtyminen edellyttää työnaikaista kuorman kevennystä tai uusien muiden vahvistusrakenteiden liittymistä mantteliin. Taivutuksen aiheuttavan vaakavoiman kohdistuessa vain pilariin ja manttelin ollessa esimerkiksi kahdelta vastakkaiselta sivulta mantteloitu, voidaan määrittää rajapintaan muodostuva työntövoima. Jos ulkoinen vaakavoima (P) vaikuttaa pilarin yläpäähän, rakenteen alapään tukimomentti (M) on vaakavoiman ja rakenteen pituuden (L) tulo ($M = PL$). Momentin aiheuttama jännitysjakauma on esitetty kuvassa 30.



Kuva 30. *Vapaakappalekuva mantteloidusta pilarista, jonka yläpäähän vaikuttaa ulkoinen vaakavoima.*

Puristus- ja vetojännityksen resultantit sijaitsevat H/6 etäisyydellä rakenteen reunoista [34, s. 434]. Näin ollen tukivoiman resultantiksi saadaan

$$P\,L - \frac{2\,N\,H}{3} = 0. \tag{19}$$

$$=> N = \frac{3\,P\,L}{2\,H}. \tag{20}$$

Manttelin kohdalle tuleva osuus jännitysjakaumasta voidaan määrittää kolmion geometrian perusteella. Yhden manttelin sivun osuudeksi saadaan

$$\frac{4\delta}{H}\left(1 - \frac{\delta}{H}\right). \tag{21}$$

Esimerkiksi kuvan 30 tapauksessa manttelin paksuus δ on viidesosa rakenteen kokonaispaksuudesta (H), jolloin puristetun reunan manttelin osuus puristusjännitysjakaumasta on 64 %. Rajapinnan tulee välittää tämä osuus tukivoiman resultantista, jolloin työntövoimaksi saadaan

$$V = \frac{6\,P\,L\,\delta}{H^2}\left(1 - \frac{\delta}{H}\right). \tag{22}$$

Kuvan 30 tapauksessa työntövoima olisi esimerkiksi $0{,}96\,PL/H$. Esitetyt kaavat pätevät vain yläreunaan vaikuttavan vaakavoiman tapauksessa ja ovat hieman erilaisia esimerkiksi tasaisella vaakakuormalla. Jännitysjakauma on oletettu tasaiseksi, joka muodostuu

ainoastaan taivutuksesta. Vaikka rakenteen normaalivoima muuttaa kuvan mukaista jännitysjakaumaa, voima joko välittyy suoraan manttelille tai erikseen huomioidaan epäsuoran kuormansiirron aiheuttama leikkausrasitus, mutta se ei muuta työntövoimaa.

Rajapinnan leikkauksen lisäksi vaakavoima lisää myös rajapinnan poikittaista jännitystä, joka pyrkii laajentamaan rakennetta ja rasittaa manttelin hakaraudoitusta. Kun siihen yhdistetään ulkoisen puristusvoiman aiheuttama rakenteen poikittainen jännitys, voi manttelin haat aukeata, ellei niiden päitä ole hitsattu yhteen tai päiden taittopituus ole riittävä [40, s. 276].

Kahden eri aikaan valetun betonin rajapintaan muodostuu leikkausjännityksiä kutistumaerosta, vaikka rakennetta ei kuormittaisi mikään ulkoinen voima. Samaan tapaan rajapinnan leikkausjännitystä lisää virumaero, mutta se riippuu ulkoisten kuormien aiheuttamasta rakenneosien jännitystasosta. Vahvistetulla rakenteella virumasta on myös hyötyä kimmoisen puristuman ohella, sillä viruman myötä kuormaa siirtyy enemmän kuormitetulta osalta vähemmän kuormitetulle.

Raudoituksesta ja rajapinnan tartunnasta johtuen manttelin kutistuma on estettyä kutistumaa. Kutistumaero kasvaa rakenteen päitä kohti edettäessä aiheuttaen suuremman leikkausjännityksen rakenteen päihin, jolloin päissä tarvitaan myös enemmän leikkausliittimiä. Vaikka leikkauskestävyys ei olisikaan päissä riittävä, liitossiirtymää estää rakenteen muu raudoitus, mutta rajapinnan leikkauskestävyyden ylittyminen aiheuttaa manttelin sisäpintaan halkeilua aiheuttavia pitkittäisiä vetojännityksiä. Ohuella manttelilla, jossa raudoitus sijaitsee manttelissa keskeisesti, kutistumasta aiheutuu pääasiassa kuormitus vain teräksille. Usein kuitenkin manttelin raudoitus on lähempänä manttelin ulkoreunaa, jolloin kutistumasta seuraa voimatasapainon mukainen leikkausrasitus pilarin rajapintaan. Vapaan kutistuman suuruisen puristuman aiheuttavan voiman voi karkeasti määrittää olevan

$$F_{shr} = \mathrm{E}_{cm}\, \varepsilon_{shr}\ \mathrm{A}_{cj}. \tag{23}$$

missä E_{cm} on betonin kimmokerroin, (ε_{shr}) kutistuma ja (A_{cj}) on manttelin poikkipinta-pinta-ala [12, s. 29-30]. Kutistuman aiheuttama puristuma on todellisuudessa pienempi, sillä manttelin pääterästen ja betonin välillä tapahtuu liukumaa. Betoni pääsee näin ollen kutistumaan jossain määrin ja kutistuma jakautuu pieniin halkeamiin. Leikkausvoiman suuruutta on siten vaikea määrittää kutistuman aiheuttaman teoreettisen voiman avulla. Kutistuman suuruus on suhteellinen arvo, jolloin siihen ei vaikuta tarkasteltavan rakenteen pituus ja sama kutistuma ε_{shr} vaikuttaa myös manttelin poikittaissuunnassa. Se on kuitenkin pituuden muutoksella mitattuna hyvin pieni ja puristaa yhdistettyä rakennetta poikittaissuunnassa kasaan, josta on vain rakenteellista hyötyä.

Kutistuma aiheuttaa suurehkon puristusvoiman manttelin teräksille sekä leikkausliitoksen kautta vanhalle pilarille. Kuitenkaan eurokoodin mukaisessa tavallisen teräsbetonipilarin mitoituksessa kutistuma ei suoraan pienennä kuormakapasiteettia, jolloin on vaikea perustella, miksi sitä olisi tarpeellista huomioida mantteloidunkaan pilarin kuormakapasiteetissa. Eurokoodissa mainitaan, että kutistuma huomioidaan yleensä vain käyttörajatilatarkasteluissa ja murtorajatiloissa vain silloin, kun ne ovat merkittäviä esimerkiksi toisen kertaluvun vaikutuksille herkillä rakenteilla. [12, s. 24] Tällainen voisi olla pitkä ja hoikka mastopilari, johon manttelin epätasainen kutistuma aiheuttaisi lisäkaarevuuden kasvattaen normaalivoiman epäkeskisyyttä.

Neljältä sivulta mantteloidulla rakenteella kutistuma rasittaa tasaisesti rakennetta, jolloin se ei juurikaan aiheuta rakenteen käyristymistä. Tilanne on haastava esimerkiksi hallirakennuksen mastopilarilla, jota voi yleensä vahvistaa vain kolmelta sivulta, kun se sijaitsee ulkoseinän vieressä. Kutistuva mantteli käyristää pilaria juuri suuremman taivutuksen suunnassa. Manttelin kutistumaa tulisi silloin minimoida reilummalla raudoituksella käyristymää aiheuttavalla reunalla.

Kolmas merkittävä rajapinnan leikkausta aiheuttava tekijä on kuormien epäsuora siirtyminen manttelille rajapinnan kautta. Toisaalta senkin aiheuttaa osin manttelin kutistuma, sillä mitä enemmän mantteli pääsee kutistumaan, sitä huonommin suoraa kuorman siirtymistä tapahtuu. Ulkoisten kuormien siirto manttelille pelkästään leikkausliitoksella johtaa melko suureen määrään leikkausliittimiä. Osa kuormasta voidaan välittää rajapinnan kitkan avulla, mutta sekin on rajallinen ja toimii parhaiten suuremmilla liitossiirtymillä, jolloin tapahtuu kivirakeiden kiilautumista. Näin ollen suoraan kuorman siirtoon kannattaa pyrkiä rakenteellisilla keinoilla, mutta tapauskohtaisesti, suuremmilla vaarnatapeilla voidaan rajapinta saada kestämään ulkoisten kuormien siirtyminen myös rajapinnan kautta.

Manttelille siirrettävän kuorman arvioinnissa voidaan käyttää tunkkausvoiman laskemisen yhteydessä esitettyjä kaavoja (kappale 3.6.1). Kuormien tarkkaan jakautumista osien välillä on vaikea määrittää, sillä se riippuu monesta tekijästä ja vaihtelee ajasta riippuvien ilmiöiden seurauksena. Jos vanhaa rakennetta tunkataan ja vanhalta pilarilta poistuu kuorma, saattaa merkittävä osa kuormista siirtyä aluksi manttelille. Manttelin kutistumasta johtuen vanhan pilarin osuus kuormasta alkaa kuitenkin vähitellen kasvaa. Tukemattomassa rakentamistavassa kuorma siirtyy lähes yksinomaan vanhalle rakenteelle, jota manttelin kutistuma vielä tehostaa. Manttelin kutistuma ja viruma hidastuvat ajan myötä, jolloin kuormien jakautuminen saavuttaa lähes muuttumattoman tilan. Vaikka uusi lisäkuorma saataisiin välitettyä suoraan manttelille ja pilaria kuormittaisi alkuperäinen kuorma, pyrkii kuorma kuitenkin jakautumaan ajan myötä osien jäykkyyksien suhteessa.

Kuorman siirtymisen voi myös jakaa kahteen tilanteeseen riippuen rakenteen jännitystilasta. Vanha pilari voi hyvinkin riittää kantamaan käyttörajatilan kuormat, jotka ovat huomattavasti mitoituskuormaa pienemmät, jolloin mantteli tosiasiassa tuo rakenteeseen vain varmuuden murtumista vastaan. Tässä tapauksessa kuorman siirtymisellä manttelille ei ole merkitystä. Jos kuormat nousevat yhä suuremmiksi, vanhassa pilarissa tapahtuu muodonmuutoksia, jolloin kuormien on pakko siirtyä yhä enemmän manttelille, ellei rakenneosien yhteistoiminta ole täysin estynyt. Rakenneosien pitäisi yhdessä pystyä kantamaan suunnitellut kuormat, kun yhdistetty rakenne on mitoitettu niille. Vanhassa pilarissa ei saisi kuitenkaan esiintyä niin suuria jännityksiä ja muodonmuutoksia, että siinä syntyy epälineaarista virumista ja haitallista halkeilua, jolloin sen kantavuus yhdistetyssä rakenteessa vähitellen heikkenee [12, s. 117].

Rajapintaan muodostuva leikkausjännitys koostuu useasta tekijästä, jotka kaikki kasvattavat tarvittavaa leikkausliittimien määrää. Toisaalta kaikki osatekijät tuskin toteutuvat suurimpina samassa rakenteessa. On myös huomioitava, että tavallisella pinnan karhennuksella ja leikkausliittimillä päästään lähelle ehjän betonin leikkaus- ja vetolujuutta, jolloin rajapinnan kestävyys ei enää rajoita rakenteen kestävyyttä. Leikkausliitoksen tarkempi analysointi vaatisi esimerkiksi FEM-laskennan hyödyntämistä, jotta kaikki osatekijät pystyisi huomioimaan. Mutta silloinkaan ei vältyttäisi iteroinnilta, kun liitossiirtymä muuttaa poikkileikkauksen jännitysjakaumaa, joka edelleen vaikuttaa rajapinnan leikkaukseen ja liitossiirtymään.

4.5.2 Liitossiirtymä

Rajapinnan leikkausjännitys johtaa liitossiirtymään, vaikkakaan kyseessä ei ole silmämääräisesti havaittava muodonmuutos. Kun leikkausliitokseen käytettävän liittimen koko on selvillä, liitossiirtymä voidaan laskea kaavalla

$$s = 0{,}006\, D\, \frac{2\, V_{Ed(s)}}{V_{Rd}}, \ \text{kun}\ \frac{V_{Ed}(s)}{V_{Rd}} < 0{,}5 \tag{24}$$

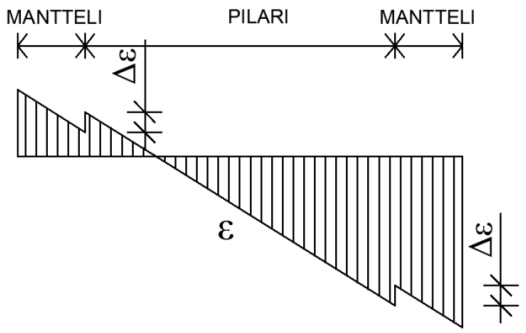
$$s = 0{,}006\, D + 1{,}76\, s_u \left[\left(\frac{V_{Ed}(s)}{V_{Rd}} \right)^4 - 0{,}5 \left(\frac{V_{Ed}(s)}{V_{Rd}} \right)^3 \right], \ \text{kun}\ \frac{V_{Ed(s)}}{V_{Rd}} > 0, \tag{25}$$

missä (D) on leikkausliitimen halkaisija, (s_u) liittimen murtoliukuman raja-arvo, (V_{Ed}) yhteen leikkausliittimeen kohdistuva leikkausvoiman mitoitusarvo ja (V_{Rd}) on liittimen leikkauskestävyyden mitoitusarvo [38, s. 1375]. Liittimen murtokuormaa vastaava liukuma on [38, s. 1375]

$$s_u = 0{,}05\, D\,. \tag{26}$$

Kaavan mukaan rajapinnan leikkausvoima riippuu siirtymästä, jolloin leikkausvoiman tarkka määrittely johtaisi iterointiratkaisuun. Liukuman lisääntyessä kasvaa myös leikkausliitimen aksiaalinen kuorma, mikä vaikuttaa siirtymän laskentaan. Siirtymän laskentakaava jakautuu teräsliittimen elastiseen ja plastiseen käyttäytymiseen, eikä ota huomioon pinnan kitkan tai poikittaisen jännityksen, kuten jännitettyjen liittimien, vaikutusta. Toisaalta eri osatekijöiden tarkka huomioiminen johtaisi monimutkaiseen analyysiin, joka ei ole tarkoituksenmukainen.

Liitossiirtymästä aiheutuu jännityshäviö osien rajapintaan. Liukuman vaikutus poikkileikkauksen venymiin on esitetty kuvassa 31, jossa monoliittisen rakenteen venymäjakaumasta on vähennetty liitossiirtymä liitospinnan kohdalla.



Kuva 31. *Mantteloidun pilarin poikkileikkauksen venymät eräällä kuormitustapauksella, kun huomioidaan liitossiirtymä.*

Betonin osalta mitoitus on varmalla puolella, kun vanhan betonin reunapuristuma rajoitetaan korkeintaan murtopuristuman suuruiseksi, kun reunapuristumaan on lisätty liitossiirtymän mukainen puristuma. Manttelissa liitossiirtymä aiheuttaa vain monoliittista jakaumaa pienemmät siirtymät. Ydinosan vedetyllä teräksellä liitossiirtymän jättäminen pois venymistä johtaa myös varman puolen ratkaisuun, sillä myötövenymää suuremmilla venymillä teräksen jännitys oletetaan vakioksi, kun myötölujittumista ei huomioida. Murtovenymä tulee kysymykseen vain poikkeustilanteessa, jossa koko pilari on vedetty rakenne. Ydinosan puristettujen teräksien osalta liitossiirtymä tulisi huomioida laskennassa, koska niiden puristuslujuus laskee puristuman kasvaessa nurjahtamisen seurauksena.

Eräs tapa on hakea liitossiirtymälle maksimiarvo esimerkiksi olettamalla se murtoliukumaa vastaavaksi liukumaksi s_u. Terästen pituuden l ollessa tunnettu, murtoliukumaa vastaava venymähäviö on $\Delta\varepsilon = {s_u}/{l}$. Tavanomaisilla raudoitusteräksillä $(\mathrm{D} \leq 32)$ ja pilarin pituuksilla venymähäviö jää melko pieneksi, jolloin myös yksinkertaistuksen virhe on pieni. Esimerkiksi 16 mm:n leikkausliittimellä kaavalla 26 laskettuna murtoliukumaksi

saadaan 0,8 mm, josta 3 m:n pilarilla venymähäviö on 0,26 ‰, joka vastaa noin kymmenesosaa B500B-teräksen 2,5 ‰:n myötövenymästä [12, s. 41].

4.5.3 Rajapinnan leikkauskestävyys

Eurokoodissa esitetty kahden eri aikaan valetun betonipinnan välisen leikkauskestävyyden laskentatapa soveltuu hyvin pilarin ja manttelin välisen rajapinnan kestävyyden määrittämiseen. Rajapinnan leikkauskestävyyden mitoitusarvo lasketaan kaavalla [12, s. 91]

$$v_{Rdi} = \mathrm{c}\, f_{ctd} + \mu\, \sigma_n + \rho\, f_{yd}(\mu \sin(\alpha) + \cos(\alpha)) \leq 0{,}5\, \nu\, f_{cd}, \qquad (27)$$

missä

f_{ctd} on betonin vetolujuuden mitoitusarvo

σ_n on rajapintaan kohdistuva poikittainen pienin mahdollinen puristusjännitys, joka vaikuttaa samanaikaisesti leikkausvoiman kanssa, kuitenkin niin, että $\sigma_n < 0{,}6\, f_{cd}$. Puristusjännitys aiheutuu kuvan 33 mukaisesta normaalivoimasta (N_{Ed}).

ρ = A_s/A_i (=leikkausraudoitussuhde)

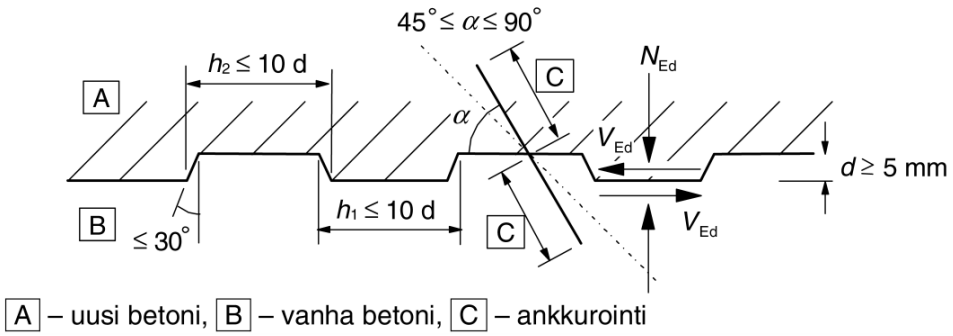
A_s on rajapinnan läpi kulkevan raudoituksen poikkileikkausala (=leikkausraudoitus)

A_i on rajapinnan pinta-ala

f_{yd} leikkausliittimen myötölujuuden mitoitusarvo

α on vaarnatapin kulma kuvan 33 mukaisesti, rajoitetaan välille 45°≤ α ≤ 90°

ν = $0{,}6\left[1 - {}^{f_{ck}}/_{250}\right]$, kertoimella huomioidaan leikkauksesta halkeilleen betonin alentunut lujuus



Kuva 32. *Vaarnattu työsauma [12, kuva 6.9].*

Kertoimet *c* ja μ riippuvat rajapinnan karkeudesta:

- Hyvin sileä pinta, joka on valettu teräs-, muovi- tai pinnoitettua puumuottia vasten: c = 0,025…0,10 ja μ = 0,5.
- Sileä: liukuvalettu pinta tai tärytyksen jälkeen jälkikäsittelemättä jätetty vapaa pinta: c = 0,20 ja μ = 0,6.
- Karkea pinta: vähintään 3 mm:n karheus 40 mm:n välein, esimerkiksi uritus tai paljastamalla kiviaines mekaanisella käsittelyllä: c = 0,40 ja μ = 0,7.
- Vaarnattu pinta, jossa kuvan 33 mukainen hammastus: c = 0,5 ja μ = 0,9.

Useimmiten liittimet eivät ole jännitetyt, jolloin σ_n on nolla. Eurokoodin kohdassa 6.2.5.(4) mainitaan, mikäli sauma voi merkittävästi halkeilla, kertoimen c arvo on nolla [12, s. 92]. Vaarnatuilla pinnoilla halkeiluriski ei pienennä arvoa ollen edellä mainittu 0,5, mutta työläydestä johtuen vanhaa betonipintaa harvoin vaarnataan. Pilarin pinnan käsittelyn jälkeen sen karkeus on tyypillisesti *sileä* tai *karkea*. Lisäksi vaarnatapit yleensä asennetaan pintaan nähden kohtisuoraan, jolloin kulma on α = 90°. Näin ollen kaava 27 saadaan useimmissa tapauksissa yksinkertaisempaan muotoon

$$v_{Rdi} = \min\left(0{,}6\,\frac{A_s}{A_i}\,f_{yd}, 0{,}3\left[1-\frac{f_{ck}}{250}\right]f_{cd}\right), \qquad \text{(sileä pinta)} \tag{28}$$

$$v_{Rdi} = \min\left(0{,}7\,\frac{A_s}{A_i}\,f_{yd}, 0{,}3\left[1-\frac{f_{ck}}{250}\right]f_{cd}\right), \qquad \text{(karkea pinta)} \tag{29}$$

Pelkän vaarnatapin leikkauskestävyydelle on esitetty muitakin empiirisiä laskentakaavoja:

$$V_{Rd.u} = 1{,}0 \ldots 1{,}3\,D^2\sqrt{f_{cd}\,f_{yd}}, \quad [31, s. 114], \tag{30}$$

$$V_{Rd.u} = 11{,}3\,D^2\sqrt{f_{cd}\,f_{yd}(1-\alpha)^2} \quad [38, s. 1375], \tag{31}$$

missä D on vaarnatapin halkaisija ja α on vaarnatapin aksiaalisen jännityksen suhde sen myötölujuuteen eli normalisoitu aksiaalijännitys.

Eurokoodissa esitetty kaava sauman leikkauskestävyydelle eroaa varsin paljon kaavojen 30 ja 31 mukaisesta vaarnatapin leikkauskestävyydestä. Toisaalta ne ovat nimenomaisesti vaarnatapin leikkauskestävyyden kaavoja, joten niitä ei voi suoraan verrata eurokoodin laskentatapaan. Toisin kuin kaavoissa 30 ja 31, eurokoodin laskentamenetelmän leikkauskestävyys ei lähtökohtaisesti riipu betonin lujuudesta. Se ainoastaan asettaa yläarajan leikkauskestävyydelle, mikä on loogista, sillä raudoitussuhteen ollessa hyvin suuri, tapahtuu betonin leikkautuminen. Kaavoissa 30 ja 31betonin lujuuden vaikutus vaarnatapin leikkauskestävyyteen on selitettävissä sitkeällä liitoksella, jossa sekä betoni että

vaarnatappi myötäävät ja leikkauskestävyys muodostuu näiden komponenttien resultantista. Eurokoodin mukainen sauman leikkauskestävyyden kaava soveltuu tunnetun kokoisen liittymäpinnan leikkauskestävyyden laskemiseen. Puolestaan vaarnatapin kestävyyden laskentakaavat soveltuvat yksittäisten tai paikallisten leikkausliittimien kestävyyden tarkistamiseen, kun leikkausliittimien määrä liitospinta-alaan nähden pidetään kohtuullisena, jotta murto tapahtuu liittimien sitkeänä myötäämisenä, eikä betonin haurasmurtona.

Vanhaan pilariin tehtävät tartuntateräkset kiinnitetään usein injektiomassoilla, ellei tartuntoja viedä pilarin läpi. Injektiomassojen valmistajat ilmoittavat eri tapauksille leikkausja normaalivoimakapasiteetteja perustuen koekuormituksiin ja testeihin. Valmistajan ilmoittamia kapasiteetteja voi verrata tartuntaterästen laskennalliseen kapasiteettiin, mutta mitoitus tulee tehdä tuotteiden ohjeen ja hyväksynnän mukaan. Injektoimalla saavutetaan niin lujia tartuntoja vanhaan rakenteeseen, että rajoittavaksi tekijäksi tulee monissa tapauksissa teräksen kapasiteetti tai betonin kartio- tai lohkeamismurto. Esimerkiksi Hilti HIT-RE 500 -injektiomassalla saavutetaan 12 mm:n harjateräksellä ulosvetokestävyyden mitoitusarvoksi 26,3 kN ja leikkauskestävyydeksi 20,7 kN. Teräksen tyypiksi on oletettu B500B ja betoniksi halkeillut C20/25. Poraussyvyydeksi on oletettu 110 mm ja kiinnitysmateriaalin eli betonin paksuudeksi vähintään 142 mm. [15, s. 16] Kaavalla 3 laskettu vastaavan vaarnatapin leikkauskapasiteetti on 12,1 kN, joten kaava on varsin konservatiivinen ja toisaalta injektiomassalla saavutetaan erittäin hyviä kuormakapasiteettejä.

4.6 Manttelin tehollinen kimmokerroin

Eräs laskentamenetelmä mantteloidun pilarin tehollisen kimmokertoimen määrittämiseen on esitetty siltojen korjausta käsittelevässä diplomityössä [39, s. 120-122]. Kimmokertoimella voidaan arvioida manttelille tulevaa laskennallista osuutta rakenteen kuormista, mihin lopulta vaikuttavat myös erilaiset kuormansiirron keinot, kuten vanhan rakenteen tunkkaus. Laskentakaava huomioi raudoituksen ja betonin viruman, jolloin niiden vaikutusta ei tarvitse erikseen määrittää. Kutistuman voi huomioida mantteliin kohdistuvana lisäkuormana, joka laskentaohjelmissa voidaan mallintaa vastaavan suuruisena lämpötilakuormana [39, s. 120-122]. Arvioitu manttelin tehollinen kimmokerroin lasketaan kaavasta [39, s. 122]

$$E_{rcm}(t,t_1) = \frac{E_{cm}(t)\,A_{cj}\left(\frac{1}{1+\Psi_c\Psi_h\,\varphi_j(t,t_0)}\right) + E_{sj}\,A_{sj}}{A_{cj} + A_{sj}} \tag{32}$$

missä

$E_{cm}(t)$ on uuden betonin kimmokerroin tarkasteluhetkellä, joka on jännitystasojen $\sigma_c = 0$ ja $\sigma_c = 0{,}4\ f_{cm}$ välinen sekanttiarvo

A_{cj} on uuden betonin poikkileikkauksen pinta-ala

A_{sj} on manttelin pääraudoituksen pinta-ala

E_{sj} on raudoitteiden kimmokerroin

Ψ_c on kerroin, joka huomioi uuden betonin nimellislujuuden

Ψ_h on kerroin, joka huomioi vanhan pilarin hoikkuuden

$\varphi_j(t, t_0)$ on manttelin virumaluku kuormitusajankohdasta tarkasteluhetkeen

Taulukoissa 4-5 on esitetty kaavassa esiintyviä Ψ-kertoimia, joiden väliarvoja voi interpoloida.

Taulukko 4. *Ψ_c-kertoimen arvoja betonin lujuuden mukaan [39, s. 117].*

Uuden betonin nimellislujuus	Kerroin Ψ_c
C25/30	1,09
C30/37	1,00
C35/45	0,94
C40/50	0,88

Taulukko 5. *Ψ_h-kertoimen arvoja pilarin hoikkuuden mukaan [39, s. 117].*

Pilarin hoikkuus	Kerroin Ψ_h
0	1,00
25	1,00
50	1,10
75	1,15
100	1,20
125	1,25

Loogisesti suuremmalla betonin lujuudella ja raudoitusmäärällä on tehollista kimmokerrointa kasvattava vaikutus, kun taas suuremmalla hoikkuudella pienentävä vaikutus. Edellä esitetyllä manttelin tehollisen kimmokertoimen kaavalla saadaan varsin samanlaisia arvoja kuin eurokoodin mukaisella pitkäaikaisten vaikutusten tarkastelussa käytettävällä tehollisen kimmokertoimen kaavalla, joka riippuu ainoastaan viruma-asteesta ja betonin sekanttikimmokertoimesta. [12, s. 128]

$$E_{c.eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_j(\infty, t_0)} \tag{33}$$

Suurin eroavaisuus on, että eurokoodin tehollinen kimmokerroin on pelkästään betonille, eikä sisällä huomioi raudoitusta, jolloin se on aina pienempi. Toisaalta kaavan 32 ideana on tarkastella koko rakenneosaa huomioiden eri osatekijät.

Yhdistetylle rakenteelle olisi mahdollista laskea tehollinen taivutusjäykkyys, mutta se ei ole välttämätöntä rakenteen mitoittamiseksi. Esimerkiksi kriittisen nurjahduskuorman laskeminen edellyttää taivutusjäykkyyden laskemisen. Sen laskeminen edellyttäisi liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainnin ja kummankin osan puristusvyöhykkeen korkeuden määrittämisen, joten se riippuu tarkasteltavan tilanteen jännitysjakaumasta.

4.7 Pilarin hoikkuus ja nurjahduspituus

Sauvamaisilla rakenteilla murtuminen tapahtuu usein stabiiliuden menetyksen myötä huomattavasti pienemmällä kuormalla, kuin minkä poikkileikkaus kestäisi. Suuri osa betonipilareista on niin kutsuttuja hoikkia pilareita, joilla stabiiliuden menettäminen on mitoittava tekijä. Eurokoodi erottaa leveät pilarit ja kapeat seinät siten, että pilarin pidempi poikkileikkausmitta (*h)* on enintään 4*b*, jossa (*b)* lyhyempi poikkileikkausmitta. Leveämpiä pystyrakenteita pidetään seininä, joilla samalla tavalla stabiiliuden menetys niiden heikommassa taivutussuunnassa tulee usein mitoituskriteeriksi. Eurokoodin pilarin mitoituksessa ei eritellä lyhyitä ja hoikkia pilareita, mutta on hyvä huomata puristettujen rakenteiden erilainen murtumistapa. [12, s. 159]

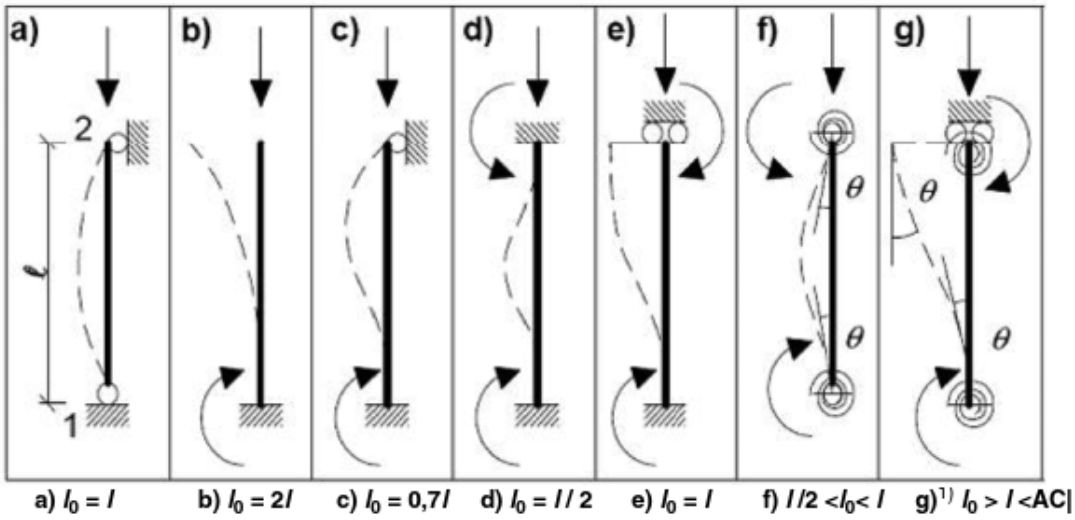
Stabiiliuden menettämistä voidaan arvioida Eulerin kriittisellä nurjahduskuormalla (N_{cr}), joka lasketaan yleisessä tapauksessa kaavalla

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \, EI}{{l_0}^2}, \tag{34}$$

missä (E) on materiaalin kimmokerroin, (I) poikkileikkauksen neliömomentti ja (l_0) kriittinen nurjahduspituus [34, s. 273]. Kriittinen nurjahduskuorma on suurin kuorma, jonka rakenne kestää nurjahtamatta. Jos pilarin mitoitukseen käytetään nimelliseen kaarevuuteen perustuvaa menetelmää, nurjahduskuormaa ei tarvita mitoituksessa. Nimellisen

jäykkyyden menetelmä edellyttää nurjahduskuorman ja nimellisen taivutusjäykkyyden *EI* määrittämisen, joita käytetään toisen kertaluvun vaikutusten laskentaan [5, s. 124-125]. Nurjahduskuorma on mahdollista määrittää numeerisella menetelmällä esimerkiksi FEM-laskennalla, jolloin Eulerin kriittisen nurjahduskuorman kaavasta saadaan ratkaistua tarkka nurjahduspituus. Tämä edellyttää rakenteen päiden tuentatavan tarkkaa mallintamista.

Tuentatapa vaikuttaa oleellisesti kriittiseen nurjahduspituuteen, mikä on havaittavissa nurjahtaneen sauvan muodosta. Kuvassa 33 on esitetty tyypillisiä tuentatapoja vastaavat nurjahdusmuodot ja -pituudet.



Kuva 33. *Erillisten sauvojen nurjahdusmuotoja ja vastaavia nurjahduspituuksia [12, kuva 5.7].*

Todellisissa rakenteissa päiden tuet toimivat aina siirtymä- ja kiertymäjousina. Mallintamalla tuet jousina saavutetaan laskennassa tarkempi tulos, mutta yksinkertaistuksena pilarit usein mallinnetaan tapauksina a…e. Erillispilareilla nivelpäinen pilari (tapaus a) ja mastopilari (tapaus b) ovat tyypillisiä mallinnusvaihtoehtoja. Useampi kerroksisien pilarien nurjahduspituuksien määrittämiseen sovelletaan tapauksia f ja g [12, s. 65-66]. Mantteloitavat pilarit tulisi käsitellä yhden kerroksen korkuisina ja mallintaa välipohjien kohdalle nivel, sillä mantteliin tulee epäjatkuvuuskohta kerroksien välissä.

Jos pilarit mallinnetaan yksinkertaistuksena tapauksina a…e, voidaan mantteloidulle pilarille käyttää vanhaa pilaria vastaavaa nurjahduspituutta, sillä nurjahduspituus ei riipu sauvan poikkileikkauksesta. Jäykän tuen tapauksessa on huolehdittava manttelin sitomisesta suoraan perustuksiin saakka, jotta perustusliitos todella toimii jäykästi. Mantteli lisää jossain määrin päiden kiertymäjäykkyyttä, mutta tarkemmalla nurjahduspituuden

määrityksellä saavutetaan melko pieni hyöty nimellisen kaarevuuden mitoitusmenetelmässä, kun nurjahduspituus ei vaikuta varsinaiseen mitoitusehtoon, vaan ainoastaan muuttaa hoikkuutta ja lisäepäkeskisyyttä. Vahvistusrakenne voidaan mitoittaa myös eri nurjahduspituuksilla eri kuormitustilanteille. Esimerkiksi mitoittaa vanha mastopilarina toimiva rakenne jäykistyskuormat sisältävällä kuormitusyhdistelmällä ja yhdistetty rakenne tapauksena (g) suurille pystykuormille, jos manttelin perustusliitosta ei saada toimimaan jäykästi.

Pilarin hoikkuus (λ) on kriittisen nurjahduskuorman kaltainen suure, joka myös kuvaa pilarin herkkyyttä menettää stabiilius. Hoikkuus on kuitenkin yksikötön suhteellinen arvo, jolla voidaan suoraan verrata kaikenkokoisien pilarien nurjahdusherkkyyttä. Nimellisen kaarevuuden menetelmässä pilarin hoikkuus vaikuttaa ainoastaan toisen kertaluvun momenttiin. Hoikkuus riippuu halkeamattoman poikkileikkauksen jäyhyyssäteestä (i) ja nurjahduspituudesta l_0

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \qquad [12, \mathrm{s}.65]. \tag{35}$$

Jäyhyyssäde on puolestaan poikkileikkauksen jäyhyysmomentin (neliömomentin) suhde poikkipinta-alaan:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \qquad [34, \mathrm{s}.277]. \tag{36}$$

Jäyhyyssäteelle saadaan suurin arvo laskemalla pelkän mantteliosan mitoilla, sillä kotelopoikkileikkauksilla jäyhyysmomentti on pinta-alaan nähden suurempi kuin vastaavan kokoisella umpinaisella poikkileikkauksella. Suurempi jäyhyyssäde tarkoittaisi pienempää hoikkuutta ja suurempaa lisäepäkeskisyyttä. Näin ollen varmuuden kannalta olisikin parasta laskea jäyhyyssäde pelkän manttelin poikkileikkausmitoilla, mutta se vastaisi huonosti todellista tilannetta. Manttelin ollessa hyvin suuri vanhaan pilariin nähden, ei ole suurtakaan vaikutusta tulokseen, käytettäisiinkö poikkileikkausmittoina pelkkää manttelia vai yhdistettyä rakennetta. Toisaalta, mitä ohuempi mantteli on, sitä suurempi on sen jäyhyyssäde, mutta samalla sen osuus yhdistetystä rakenteesta vähenee, jolloin olisi epäloogista laskea pelkän manttelin poikkileikkausarvoilla.

4.8 Toisen kertaluvun vaikutukset

Pilariin muodostuu taipuma ulkoisesta taivutusmomentista ja pystykuormien epäkeskisyydestä, jotka yhdessä muodostavat mitoittavan ensimmäisen kertaluokan taivutusmomentin M_{0Ed}. Nimellisen kaarevuuden menetelmässä määritetään normaalivoiman lisäepäkeskisyys (e_2), joka johtuu ulkoisten kuormien aiheuttamasta taipumasta ja yläpään

kiertymästä. Normaalivoimasta muodostuu yhdessä lisäepäkeskisyyden kanssa lisätaivutusmomentti eli toisen kertaluvun momentti (M_2). Nimellisen kaarevuuden menetelmässä poikkileikkaukselta edellytetään symmetrisyyttä mukaan lukien raudoitus, joka ympärimantteloidulla pilarilla toteutuu, mutta esimerkiksi kolmelta sivulta mantteloidulla pilarilla menetelmän soveltuvuus on hankalampi osoittaa. [12, s. 71] Karkea laskentatapa voisi olla toisen kertaluvun vaikutusten laskeminen olettamalla pilari kaikilta sivuilta mantteloiduksi, mikäli pilarilla ei ole huomattavaa ulkoista taivutusrasitusta. Toisaalta epäsymmetrinen poikkileikkaus ei ole suositeltava voimakkaasti taivutetuilla pilareilla.

Eurokoodissa esitetään pilarille rajahoikkuus (λ_{lim}), jota pienemmän hoikkuuden omaavalla pilarilla toisen kertaluvun vaikutuksia ei tarvitsisi huomioida. Samoin, jos toisen kertaluvun vaikutukset ovat alle 10 % vastaavasta ensimmäisen kertaluokan momentista, ei niitä tarvitse huomioida. [12, s. 64] On hieman ristiriitaista, että riittävän pienet toisen kertaluvun vaikutukset voidaan kokonaan jättää huomioimatta, kun ne kuitenkin tosiasiassa kuormittavat rakennetta, vaikkakin hyvin vähän. Kyseessä voi olla laskentatekninen syy, että on helpompi määritellä vähäisille toisen kertaluvun vaikutuksille kiinteä vähimmäisepäkeskisyys. Helpotus ei kuitenkaan vähennä laskennan työmäärää, sillä 10 %:n ehdon tarkistamiseksi toisen kertaluvun vaikutukset on joka tapauksessa laskettava tai vaihtoehtoisesti täytyy erikseen laskea rajahoikkuus. Selkeintä lieneekin laskea toisen kertaluvun momentti kaikissa tapauksissa huomioiden vähimmäisepäkeskisyys, mikä on murtumisvarmuuden kannaltakin perusteltua.

Toisen kertaluvun vaikutuksien laskennassa lähimmäksi todellista tilannetta päästään käyttämällä yhdistetyn rakenteen suurempaa poikkileikkausta, sillä pienemmillä poikkileikkausmitoilla päädyttäisiin pienempään lisäepäkeskisyyteen. Tulos vaikuttaa epäloogiselta, että pienempi poikkileikkaus, joka tarkoittaa suurempaa hoikkuutta ja riskiä menettää stabiilius, johtaa pienempään epäkeskisyyteen. Täytyy kuitenkin huomata, että epäkeskisyys pitää suhteuttaa pilarin kokoon. Esimerkiksi 20 mm:n epäkeskisyydellä on mitä luultavimmin suuremmat vaikutukset 200x200 mm^2-pilariin kuin 30 mm:n epäkeskisyydellä 500x500 mm^2-pilariin. Jos epäkeskisyys pienenisi poikkileikkauksen kasvaessa, päädyttäisiin laskennallisesti tilanteeseen, että kasvattamalla pilaria epäkeskisyys lähenisi nollaa.

Nimellisen kaarevuuden menetelmässä lisäepäkeskisyys lasketaan kaavasta

$$e_2 = K_r K_\varphi \frac{f_{yd}}{4{,}5\, E_s\, d} {l_0}^2 \tag{37}$$

missä f_{yd} on teräksen myötölujuuden mitoitusarvo, (E_s) on teräksen kimmokerroin, l_0 pilarin nurjahduspituus ja (*d*) on poikkileikkauksen tehollinen korkeus. (K_r) on normaalivoiman ja K_φ virumisen huomioiva kerroin. Pilarin mitoituksessa käytettävä lisämomentti M_2 saadaan epäkeskisyyden e_2 ja normaalivoiman N_{Ed} tulona. [12, s. 71-72] Kerroin K_r lasketaan kaavasta [12, s. 72]

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1, \tag{38}$$

missä

n_{bal} on suhteellisen normaalivoiman arvo taivutuskestävyyden maksimiarvolla, jonka arvoksi voidaan valita 0,4.

$$n_u = 1 + \frac{A_s\, f_{yd}}{A_c\, f_{cd}}$$

$n = \frac{N_{Ed}}{A_c\, f_{cd}}$ suhteellinen normaalivoima. N_{Ed} on normaalivoiman mitoitusarvo.

K_r-kertoimena voi yksinkertaistuksena käyttää arvoa 1 tekemättä suurta virhettä, jolloin pilarin raudoitussuhdetta ei tarvitse arvioida lisäepäkeskisyyden määrittämiseen. Pilareilla, joilla normaalivoima on niin suuri, että se pienentää taivutuskestävyyttä, K_r-kertoimeksi tulee joka tapauksessa 1. Poikkileikkauksen kasvattaminen kasvattaa myös K_r-kerrointa, jos kaavan muut arvot pidetään vakioina. Poikkileikkauksen kasvaessa eli raudoitussuhteen pienentyessä, pilarin normaalivoima on oletettavasti suhteessa suurempi ja siten myös toisen kertaluvun vaikutukset suuremmat. Täytyy huomata, että ulkoinen taivutusmomentti pysyy vakiona pilarin taipuessa ja kaareutuessa, mutta sama taivutus puolestaan lisää taipumaa ja sen myötä normaalivoiman epäkeskisyyttä.

Virumisen huomioiva kerroin K_φ lasketaan kaavasta

$$K_\varphi = 1 + \left(0{,}35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}\right)\varphi_{ef} \geq 1 \tag{39}$$

missä φ_{ef} on kaavalla 3 laskettu viruma-aste ja λ on pilarin hoikkuus [12, s. 73].

Verrataan hoikkuuden vaikutusta lisäepäkeskisyyteen esimerkin avulla. Jos teräsbetonipilarin poikkileikkaus on 300 mm x 300 mm, puristuslujuus f_{ck}= 25 MPa, virumisaste 1,0 ja nurjahduspituus 3 m, saadaan pilarin hoikkuudeksi 34,6 ja lisäepäkeskisyydeksi 12 mm. Jos pilari mantteloidaan ympäri 100 mm:n betonilla, jonka puristuslujuus f_{ck}= 35 MPa, suurentuneilla poikkileikkausarvoilla hoikkuudeksi saadaan 20,8 ja lisäepäkeskisyydeksi 13 mm. Tehollinen korkeus *d* on määritetty tavanomaiseen tapaan pilarin pu-

ristetusta reunasta vedettyjen pääterästen keskelle. Esimerkkiarvoilla laskettuna saadaan hyvin pieni ero lisäepäkeskisyyteen. Huomattavin vaikutus lisäepäkeskisyyteen on pilarin tehollisella korkeudella. Jos yhdistetyn rakenteen lisäepäkeskisyys laskettaisiin vanhan pilarin tehollisella korkeudella, epäkeskisyys olisi 22 mm eli se lähes kaksinkertaistuisi. Tuloksen perusteella on havaittavissa, että yhdistetyn rakenteen tehollinen korkeus tulisi määrittää tarkasti koko poikkileikkauksen raudoitus huomioiden. Eurokoodin mukaan tehollinen korkeus voidaan laskea tarkemmin kaavalla

$$d = \frac{H}{2} + i_s \tag{40}$$

missä H on rakenteen korkeus ja (i_s) on raudoituksen kokonaisalan jäyhyyssäde [12, s. 72]. Raudoituksen jäyhyyssäde määritetään mitä ilmeisimmin poikkileikkauksen puolivälin suhteen, vaikka sitä ei erikseen mainita. Tehollisen korkeuden tarkemmalla laskentatavalla epäkeskisyydeksi tuli 14 mm eli 1 mm:n suurempi kuin tilanteessa, jossa tehollisen korkeuden määrityksessä huomioidaan ainoastaan manttelin vetoteräkset.

Vahvistetulla pilarilla manttelointinin tuomaa heikennystä verrattuna monoliittiseen pilariin ei voida huomioida laskennassa esimerkiksi pienemmällä poikkileikkauksella, sillä sen vaikutus on päinvastainen. Kuten esimerkistä on havaittavissa, tehollisella korkeudella on huomattavasti suurempi vaikutus kuin poikkileikkauksen koolla, joten tarkempi tehollisen korkeuden määrittäminen kompensoi manttelista johtuvaa heikennystä. Nimellisen kaarevuuden menetelmässä ideana on laskea suurin mahdollinen kaarevuus, joka rakenteeseen voi muodostua nurjahduspituus huomioiden [12, s. 71]. Manttelointinin ei juurikaan pitäisi kasvattaa kaarevuutta, jos se määritetään jo mahdollisimman suureksi. Koekuormituksissa ympärimantteloiduilla pilareilla kaareutumisen on havaittu olevan jossain määrin voimakkaampaa, mutta ero monoliittiseen on jäänyt vähäiseksi [3, 40]. Menetelmään sisältyy varsin suuri varmuus, sillä epäkeskisyys määritetään ikään kuin pahimman tilanteen mukaan, eikä rakenteen todellinen jäykkyys, mukaan lukien raudoitusmäärä, vaikuta mitoituksessa käytettävään kaareutumiseen.

4.9 Tehollisen poikkileikkauksen laskentamenetelmä

Eräs mantteloidun pilarin mitoitusmenetelmä on esitetty RIL:n kirjallisuudessa [30, s. 107] [31, s. 116], joka perustuu Ruotsin valtioneuvoston rakennustutkimusosaston käsikirjassa esitettyyn kokeelliseen tutkimukseen. Menetelmä on hyvin yksinkertainen, mutta samalla se on varsin konservatiivinen ja on taivutusmitoituksen osalta puutteellinen.

Menetelmässä mantteloidun pilarin mitoituksessa manttelista huomioidaan vain 60 % rakenteen teholliseen poikkileikkaukseen. Mitoitettavan pilarin poikkileikkausmitat ovat siten

$$H = h + \frac{\delta_{tot.i}}{0{,}6} \tag{41}$$

$$B = b + \frac{\delta_{tot.i}}{0{,}6}, \tag{42}$$

missä h ja b ovat vanhan pilarin poikkileikkausmitat sekä ($\delta_{tot.i}$) manttelin paksuus yhteensä tarkasteltavassa suunnassa [30, s. 107]. Pilarin mitoitus tehdään pienennetyillä mitoilla tavallisen teräsbetonipilarin tapaan. Tehollisella poikkileikkauksella kompensoidaan manttelin häviöt ja epätäydellinen yhteistoiminta, kuten uuden betonin suurempi viruma ja kutistuma, leikkausliitoksen liukuma sekä kuormansiirron häviöt. Vanhaan betonipintaan suositellaan vaarnatapitusta ja karhennusta kuin myös yläpuolisen rakenteen tunkkaamista, mitkä osaltaan pienentävät häviöitä.

Menetelmän yhteydessä ei mainita raudoituksen huomioimisesta tai miten rakenteen taivutuskestävyys määritellään. Raudoituksen tehollinen korkeus lienee varminta valita siten, että ikään kuin manttelin raudoitus sijaitsisi tehollisen poikkileikkauksen mukaisessa pilarissa. Myös yhdistetyn rakenteen hoikkuus ja toisen kertaluvun vaikutukset voidaan laskea tehollisen poikkileikkauksen mitoilla, mikä voi joissain tilanteissa olla hieman epävarma ratkaisu, mutta iso 60 %:n poikkileikkauspienennys johtaa kokonaisvarmuuden kannalta riittävän luotettavaan ratkaisuun. Suhteellisen normaalivoiman ja taivutusmomentin laskentaan on luontevinta käyttää kaavoja

$$n = \frac{N_{Ed}}{(H\,B - h\,b)\,f_{cd.j} + h\,b\,f_{cd.co}} \tag{43}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{(H^2\,B - h^2\,b)\,f_{cd.j} + h^2\,b\,f_{cd.co}} \tag{44}$$

missä $f_{cd.j}$ on manttelin ja $f_{cd.co}$ ydinosan betonin mitoituspuristuslujuus. Tällä tavoin voidaan eritellä rakenneosien erilainen lujuus. Suhteellisella normaalivoimalla ja taivutusmomentilla saadaan määritettyä tarvittava raudoitus yhteisvaikutuskäyristä. [5, s. 106-107]

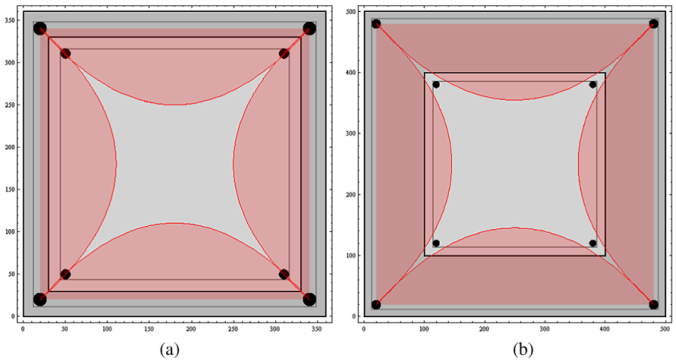
Menetelmän yksinkertaisuuden vuoksi se sopii hyvin nopeaan mitoitukseen ja kantavuuden tarkistamiseen. Mitoitusohjelmia käytettäessä varman puolen ratkaisuna voidaan käyttää heikompaa betonilujuutta koko poikkileikkauksessa, mikä kylläkin johtaa paksulla manttelilla tai suurella lujuuserolla oleelliseen alimitoitukseen. Menetelmässä ei an-

neta ehtoa, kuinka monelta sivulta pilari on mantteloitu, mutta yleisesti parhaaseen ratkaisuun päädytään neljän sivun mantteloinnilla. On myös hyvä huomata, että pääasiassa normaalivoimalla kuormitetulla pilarilla, jolla poikkipinta-ala on ratkaisevassa roolissa, saattaa olla edullisinta mitoittaa paksut mantteliosat erillisinä pilareina. Toisaalta menetelmän käyttäminen merkittävästi taivutusrasitetuille pilareille on kyseenalaista, sillä raudoituksen huomioimista ei ohjeisteta menetelmän yhteydessä. Monesti pilarilla on vain pieni epäkeskisyydestä aiheutuva taivutusmomentti, jolle riittää usein pilarin vähimmäisraudoitus tai vanhan pilarin raudoitus, jolloin raudoituksen huomioimistavalla ei ole erityistä merkitystä.

4.10 Sulkemisvaikutus

Pilarin ympärille valettu mantteli sulkee vanhan betonin sisäänsä, jolloin se vähentää betonin poikittaista laajenemista puristettaessa sitä pitkittäissuunnassa. Poikittainen tuki muuttaa betonin jännitys-venymäkäyrää ja sen puristuskestävyys kasvaa. Eurokoodin mukaan laajenemista estävän raudoitetun betonin hyödyntäminen sallitaan lujuuden ja kriittisten muodonmuutoksien osalta. Suljetun betonin muiden materiaalio minaisuuksien oletetaan pysyvän alkuperäisinä, vaikka esimerkiksi myös kimmokerroin muuttuu. [12, s. 37-38]

Sulkemisvaikutus muodostuu pääasiassa hakaraudoituksen ansiosta, jonka tulee olla melko tiheä riittävän poikittaistuen saavuttamiseksi. Sulkemisvaikutuksen muodostavat sekä manttelin että pilarin haat, vaikkakin huomattavasti suurempi vaikutus on uloimmilla haoilla. Pilarin hakojen hyödyntämistä voi myös haitata tiedonpuute vanhasta raudoituksesta. Tavallisilla umpihaoilla parasta olisi hitsata hakojen päät toisiinsa, jotta haat eivät aukeaisi, mutta työläydestä johtuen niitä harvoin hitsataan. Erityisesti kierrehaoilla saavutettaisiin luotettava hakojen ankkuroituminen, mutta niiden asentaminen mantteloitavan pilarin ympärille ei useinkaan ole mahdollista. Pyöreällä pilarilla mantteli muodostaa paremman sulkemisvaikutuksen, kun haoilla ei ole suoraa sivua, joka pyrkii taipumaan, vaan tuki on vaakatasossa jatkuva. Kuvassa 34 on havainnollistettu neliöpoikkileikkaukseen muodostuvaa suljettua tehollista aluetta.



Kuva 34. *Mantteloidun pilarin suljettu tehollinen alue [25, s. 186].*

Kuvan tapauksessa a mantelin ja pilarin paksuuden suhde on 0,167 ja b-tapauksessa 0,33. Ohuella manttelilla sulkemisvaikutus kohdistuu vain osittain vanhaan pilariin, kun taas paksulla manttelilla vanha pilari jää lähes kokonaan tehollisen alueen sisäpuolelle. Hyvin paksulla manttelilla sulkemisvaikutus voi osittain vaikuttaa myös mantteliin. Ohuen manttelin tapauksesta havaitaan, että sulkemisvaikutus muodostuu myös tavallisella teräsbetonipilarilla keskialueella, mutta alue on suhteellisen pieni ja vaikutus pieni. Jos esimerkiksi suljetun betonin puristuslujuus olisi 5 MPa suurempi ja suljettu tehollinen alue neljäsosa poikkipinta-alasta, keskimäärin betonin lujuus nousisi 1,25 MPa. Ohuella manttelilla sulkemisvaikutuksella on kuitenkin suhteessa suurempi hyöty, sillä rakenteen poikkileikkaus kasvaa verrattain vähän. Vaikkakin on hyvä huomata, että myös ohuella manttelilla pääosa vahvistusvaikutuksesta tulee suurentuneesta poikkileikkauksesta.

Betonirakenteiden suunnitteluohjeissa tai eurokoodissa ei kerrota, kuinka ja millä reunaehdoilla sulkemisvaikutusta voi hyödyntää ja miten laajenemista estävä jännitys määritetään. Eri tutkimuksissa on kuitenkin esitetty menetelmiä sulkemisjännityksen laskemiseen [8, 25]. Ulompien hakojen aiheuttama sulkemisjännitys lasketaan kaavasta

$$f_{l.j} = \frac{2\, f_{ydj}\, A_{stj}}{(B-\delta)\, s_j}, \tag{45}$$

missä (f_{ydj}) on manttelin hakaraudoituksen mitoituslujuus, (A_{stj}) haan poikkipinta-ala, (B) yhdistetyn rakenteen leveys, δ manttelin yhden reunan paksuus ja (s_j) hakojen jakoväli [8, s. 1718]. A_{stj} viittaa yhden haan poikkipinta-alaan, jolloin kaavan osoittajassa on yhteenlaskettuna kummankin reunan haan aksiaalinen voima. Vastaavasti sulkemisjännitys sisempien eli vanhan betonin haoille lasketaan kaavasta

$$f_{l.c} = \frac{2\, f_{yd.c}\, A_{stc}}{(b-c_c)\, s_c}, \tag{46}$$

missä ($f_{yd.c}$), (A_{stc}) ja (s_c) ovat vastaavat suureet, mutta ydinosan hakojen arvoilla, *b* on vanhan pilarin leveys ja (c_c) sen suojabetonipaksuus. [8, s. 1718]

Seuraavaksi määritetään kertoimet, jolla huomioidaan, etteivät haat muodosta jatkuvaa tukea pääraudoitukselle, vaan tuki heikkenee pystysuunnassa hakojen jakovälillä ja vastaavalla tavalla poikittaissuunnassa pilarin sivun keskialueella, kuten kuvassa 35. Pystysuunnassa kerroin ulommille ja sisemmille haoille on

$$k_{vj} = \left(1 - \frac{s_j}{2\big(b + 2\delta - 2c_j\big)}\right)^2 \tag{47}$$

$$k_{vc} = \left(1 - \frac{s_c}{2(b - c_c)}\right)^2 \tag{48}$$

ja vaakasuunnassa kerroin ulommille ja sisemmille haoille on

$$k_{hj} = 1 - \frac{2}{3\,b^2}\sqrt{\big(b + 2c_j - 2\delta\big)^3}\sqrt{b - 2c_j + 2\delta}, \tag{49}$$

$$k_{hc} = \left(1 - \frac{2}{3}\frac{(b - 2c_c - 2d_{bc})^2}{(b - 2c_c)^2}\right) \tag{50}$$

jossa (d_{bc}) on vanhan pilarin pääraudoituksen halkaisija ja (c_j) on manttelin suojabetonipaksuus [8, s. 1719]. Kaavalle 49 annetaan lisäksi ehto

$$\frac{\delta}{b} \leq \frac{1}{2(1 - \frac{c_j}{\delta})}. \tag{51}$$

Mikäli ehto ei toteudu, kaavan 49 neliöjuuren sisälle tulisi negatiivinen luku. Käytännössä rajoitus tulisi vastaan hyvin paksulla manttelilla suhteessa vanhan pilarin leveyteen. Jos manttelin suojabetonipaksuus c_j on esimerkiksi 25 mm, suhteen δ/b pitäisi olla vähintään 0,583. Suurilla manttelin paksuuksilla k_{hj}:n arvo lähestyy 1, joten mikäli edellä esitetty ehto ei toteudu, olkoon k_{hj}:n arvo 1,0.

Ydinosan ja manttelin hakojen sulkemisvaikutus saadaan yhdistettyä ekvivalentiksi sulkemisjännitykseksi kaavalla [8, s. 1719]

$$f_{l.co} = f_{l.j}\,k_{vj}\,k_{hj} + f_{l.c}\,k_{vc}\,k_{hc}. \tag{52}$$

Sulkemisjännityksen kaavoissa on käytetty teräslujuuden mitoitusarvoa, jolloin myös yhdistetyksi sulkemisjännitykseksi saadaan mitoitusarvo. Samaan lopputulokseen päädyttäisiin laskemalla yhdistetty sulkemisjännitys ominaisarvoilla ja jakamalla se lopuksi teräksen osavarmuuskertoimella.

Kun poikittainen sulkeva jännitys on tiedossa, voidaan laskea suljetun betonin puristuskapasiteetti kaavasta [8, s. 1718]

$$f_{cc} = f_{cd.c}\left(2{,}254\sqrt{1+\frac{7{,}94\,f_{l.co}}{f_{ck.c}}}-2\,\frac{f_{l.co}}{f_{ck.c}}-1{,}254\right). \tag{53}$$

Kaavassa täytyy huomata, että tulos on mitoitusarvo, kun ensimmäinen termi ($f_{cd.c}$) on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo. Sulkemisvaikutuksen aiheuttaman lisäyskertoimen eli sulkulausekkeen sisällä betonin lujuudelle tulee käyttää ominaisarvoa ($f_{ck.c}$), kun lujuus on nimittäjässä, ettei osavarmuudesta tule sulkemisjännitystä korottava kerroin. Suljetun betonin puristuskapasiteettia vastaava puristuma on

$$\varepsilon_{cc2} = \varepsilon_{c2}\left[1+5\,\left(\frac{f_{cc}}{f_{cd.c}}-1\right)\right], \tag{54}$$

jossa (ε_{c2}) on betonin normaalia puristuslujuutta vastaava venymä, joka tavallisilla betoneilla on 2,0 ‰. [8, s. 1718] [12, s. 30, 35] Maanjäristysmitoitusta käsittelevässä eurokoodissa esitetään samantapainen kaava suljetun betonin puristuskapasiteetille ja täysin sama kaava sitä vastaavalle puristumalle [10, s. 40].

Suljetun betonin jännitys venymän funktiona saadaan kaavasta [8, s. 1718]

$$\sigma_{cc}(\varepsilon_c) = \frac{\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc2}}\,f_{cc}\,r}{r-1+\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc2}}\right)^r} \tag{55}$$

jossa

$$r = \frac{E_{cd}}{E_{cd}-E_{sec}}$$

$$E_{\mathrm{sec}} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc2}}$$

E_{cd} on betonin kimmokertoimen mitoitusarvo

$$E_{\mathrm{cd}} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE}}$$

Osavarmuusluvun (γ_{CE}) arvo on 1,2 [12, s. 68]. Tässä yhteydessä suljetun betonin jännitykselle on määritetty mitoitusarvo, sillä jännitys vaikuttaa poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen korkeuden laskentaan. Alkuperäisessä lähteessä esitetty betonin jännitys venymän funktiona on laskettu mitä ilmeisimmin ominaisarvoilla.

Eurokoodissa esitetty kaava suljetun betonin puristuslujuudeksi on

$$f_{ck.c} = \begin{pmatrix} f_{ck}\left(1 + 5\,\frac{\sigma_2}{f_{ck}}\right), & \text{kun } \sigma_2 \leq 0{,}05 f_{ck} \\ f_{ck}\left(1{,}125 + 2{,}5\,\frac{\sigma_2}{f_{ck}}\right), & \text{kun } \sigma_2 > 0{,}05 f_{ck} \end{pmatrix} \quad (56)$$

Eurokoodissa poikittaisen puristusjännityksen mitoitusarvo on merkitty σ_2, joka vastaa aiemmin esitettyä jännitystä $f_{l.co}$. [12, s. 37] Kaavan 52 yhteydessä ei eritellä, pitäisikö sulkemisjännitys $f_{l.co}$ laskea ominais- vai mitoitusarvoilla. Sulkemisjännityksen määrittämiseen on kuitenkin vaikea osoittaa varmuutta muulla tavalla, kuin tekemällä laskenta mitoitusarvoilla eli käytännössä teräksen lujuuden mitoitusarvolla. Jos ominaisarvoilla laskettuun sulkemisjännitykseen kohdistaisi varmuuden, olisi hieman ristiriitaista, pitäisikö osavarmuudeksi laskea betonin vai teräksen osavarmuus, millä olisi huomattava vaikutus lopputulokseen.

Eurokoodin mukaan suljetun betonin puristuslujuutta $f_{ck.c}$ vastaava puristuma määritetään

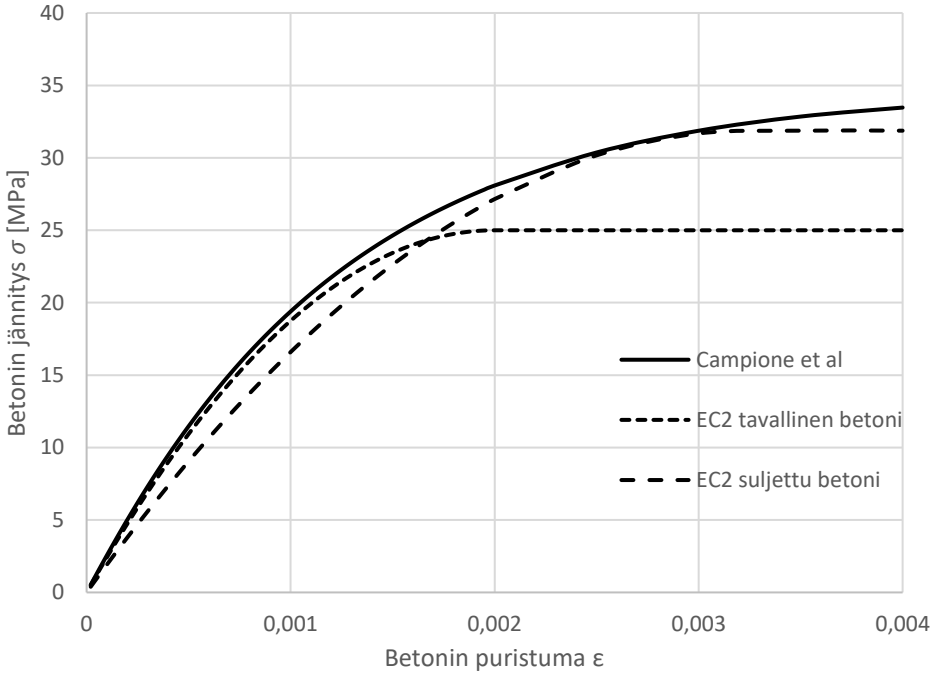
$$\varepsilon_{cc2} = \varepsilon_{c2}\left(\frac{f_{ck.c}}{f_{ck}}\right)^2 \quad (57)$$

ja murtopuristuma

$$\varepsilon_{ccu2} = \varepsilon_{cu2} + 0{,}2\,\frac{f_{l.co}}{f_{ck}}, \quad (58)$$

missä ε_{c2} on betonin puristuslujuutta f_{ck} vastaava puristuma ja (ε_{cu2}) tavallisen betonin murtopuristuma, joka tavallisilla betoneilla on 3,5 ‰ [12, s. 30, 37].

Seuraavassa kuvassa on verrattu tavallisen C25/30-betonin jännitys-venymäkäyrää suljettuun betoniin, jonka lujuus on laskettu sekä kaavalla 53 että eurokoodin mukaisella kaavalla 56. Sulkemisjännitys on asetettu vakioarvoksi 1,5 MPa.

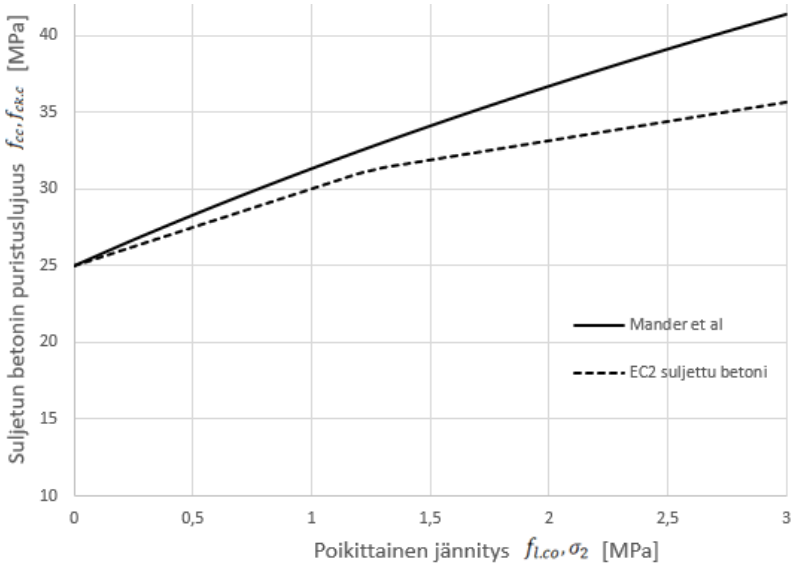


Kuva 35. *Tavallisen ja suljetun betonin jännitys-venymäkäyrä.*

Eurokoodin tavallinen betonin jännitys-venymäkäyrä on määritetty kaavalla

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = \begin{pmatrix} f_{ck}\left[1-\left(1-\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}}\right)^n\right], \text{kun } 0 \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{c2} \\ f_{ck}, \quad \text{kun } \varepsilon_{c2} \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{cu2} \end{pmatrix} \tag{59}$$

Kaavan eksponentin *n* arvo on 2 tavallisilla betoneilla. [12, s. 30, 36] Vaikka suljetun betonin laskentakaavat eroavat toisistaan, lopputuloksena saadaan varsin yhtenevä jännitys-venymäkäyrä. Käyrien yhteneväisyys vaihtelee riippuen sulkemisjännityksen suuruudesta. Pienemmällä, kuten 0,5 MPa jännityksellä käyrät ovat hyvin yhteneväiset, kun taas suuremmilla jännityksillä eurokoodin kaavalla laskettu lujuus jää pienemmäksi. Jännitys-venymäkäyrän määrittämiseen on esitetty tarkempia kaavoja, jotka paremmin huomioivat lujuuden pienentymisen suurilla siirtymillä, mutta ero puristuslujuutta pienemmillä jännityksillä on hyvin vähäinen [25, s. 185-186]. Myös rakenteiden mitoituksen kannalta kiinnostavaa on juuri oletettua murtovenymää pienemmät siirtymät. Sulkemisjännityksen vaikutusta suljetun betonin puristuslujuuteen on verrattu tarkemmin kuvassa 36.



Kuva 36. *Suljetun betonin puristuslujuus poikittaisen sulkemisjännityksen funktiona.*

Eurokoodin mukaan laskettu puristuslujuus on pienempi erityisesti suuremmalla poikittaisella jännityksellä. Kun sulkemisjännitys pysyy pienempänä kuin $0{,}05\ f_{ck}$, saadaan melko yhtenevä puristuslujuus. Esimerkissä betonin puristuslujuutena käytettiin pienehköä 25 MPa, mutta suuremmilla lujuuksilla käyrien yhteneväisyys oli parempi, mitä osin selittää $0{,}05\ f_{ck}$-raja-arvon kasvaminen. Esimerkkilaskelmien perusteella sulkemisjännitys on mantteloidulla pilarilla usein suuruusluokkaa 1,0…1,5 MPa, jolloin päädytään varsin samaan lopputulokseen kummallakin kaavalla.

Sulkemisvaikutuksen hyödyntämiseen on asetettu reunaehtoja, jotta vältytään manttelin ennenaikaiselta murrolta. Hakaraudoituksen mekaanisen raudoitussuhteen tulee olla riittävän suuri, jotta saadaan manttelointi täysin hyödynnettyä. Manttelin hakojen myötäämisen seurauksena mantteli halkeaa ja lohkeaa levynä irti, jolloin vahvistusvaikutus menetetään. Seuraavan ehdon tulisi toteutua

$$\delta\ \ s_j\ f_{ctm.j} \leq A_{stj}\ f_{yk.j} \tag{60}$$

jossa ($f_{ctm.j}$) on manttelin vetolujuuden keskimääräinen arvo ja ($f_{yk.j}$) raudoitteen myötölujuuden ominaisarvo. [52, s. 1719] Parasta olisi, jos betonin vetokestävyys hakavälillä ja hakaraudoitteen kestävyys olisi likimain sama. Halkeilun tapauksessa tarkastelu lienee parasta tehdä materiaalien ominaisarvoilla, jota puoltaa myös se, että epäyhtälö toteutuisi helpommin mitoitusarvoilla laskettuna, sillä teräksen osavarmuus on betonia pienempi. Ehto johtaa helposti suureen hakojen raudoitussuhteeseen eli käytännössä pie-

neen hakajakoon, sillä hakaraudoituksena olisi hyvä käyttää korkeintaan 10 mm:n tankoa. Lyhyestä hakajaosta on hyötyä myös pääterästen nurjahdustukena, joten tiheää hakajakoa voi pitää suositeltavana, sikäli kun se on valamisen, asentamisen ja muun työmaatekniikan kannalta järkevä.

Hakaraudoituksen minimimääränä on luontevaa käyttää tavalliselle pilarille käytettyä ehtoa eli haan koko on vähintään 6 mm tai 1/4 päätangon halkaisijasta. Jos pääraudoitus koostuu eri kokoisista tangoista, käytetään paksumpaa tankokokoa. Tavallisella pilarilla enimmäisjakoväli s_{max} on pienin seuraavista: 15x päätangon halkaisija, 400 mm tai pilarin pienin sivumitta. Lisäksi hakajakoa tihennetään pilarin päissä suuremman sivumitan pituisella alueella, jossa jako on korkeintaan 0,6 s_{max}. [5, s. 137] Eräässä julkaisussa [8, s. 1717] on esitetty haan minimikooksi 8 mm tai 1/3 päätangon halkaisijasta, joka on varsin tyypillinen betonipilareissa käytettävä raudoitus. Tavalliselle pilarille esitetyt maksimihakajaot ovat suuria manttelille ja suositeltavaa on käyttää jakovälinä korkeintaan 200 mm:ä keskialueella ja päissä 100 mm:ä [8, s. 1717]. Hyvä ohjeistus on myös valita manttelin hakajaoksi puolet pilarin hakajaosta pitäen hakajaon kuitenkin järkevänä [17, s. 34].

4.11 Puristetun raudoituksen jännitys-venymäkäyrä

Teräsbetonipilarin kestävyyttä voi rajoittaa puristettujen pääterästen nurjahtaminen, mikä on kriittinen erityisesti suuren raudoitussuhteen tapauksessa, jossa teräkset ovat merkittävä osa pilarin puristuskestävyyttä. Eurokoodissa on annettu pilarille maksimiraudoitusmäärä, joka osaltaan ehkäisee teräksen liian suurta osuutta puristuskestävyydestä. Pääraudoituksen poikkipinta-ala saa olla korkeintaan $(A_{s.max}) = 0{,}06\ A_c$ ja limityksien kohdalla $0{,}12\ A_c$, jossa A_c on betonipoikkipinta-ala [37, s. 25]. Maksimiraudoitus on oleellinen tarkistaa vahvistetulla rakenteella, sillä poikkipinta-alaan nähden raudoitusta on tavallista enemmän. Manttelin pääraudoitukselle pätee tavallisen pilarin ohjeistus, että jokaisessa nurkassa on vähintään yksi harjateräs eli neljä yhteensä, joka on myös minimäärä pyöreällä pilarilla [5, s. 136]. Päätangon koko tulisi olla vähintään 16 mm, vaikka pilari olisi pääasiallisesti puristettu, eikä raudoitusta tarvitsisi taivutusmitoituksen kannalta [8, s. 1717]. Yleisesti kannattaa suosia suurempaa määrää ohuempia tankoja kuin vain neljää paksua takoa, mikä jakaa teräksien jännitystä tasaisemmin poikkileikkaukseen, lisää teräksien tartuntapinta-alaa ja pienentää betonin halkeamaleveyttä.

Pääraudoituksen kriittisellä nurjahduspituudella on oleellinen vaikutus puristetun pääteräksen jännitys-venymäkäyrään. Hakaraudoitus muodostaa pääteräksille poikittaiset jousituet samaan tapaan kuin suljetun betonin tapauksessa. Tässä yhteydessä käsitel-

lään tavallisia umpihakoja. Kierrehaat lisäävät pilarin sitkeyttä, sillä ne tukevat pääteräksiä paremmin nurjahdusta vastaan, kun hakojen sivusuuntainen liukuminen toisiinsa nähden estyy. Rakenteen kapasiteettiin kierrehaoilla ei ole suurta merkitystä, sillä raudoitusmäärä pysyy vastaavana, mutta esimerkiksi maanjäristysalueilla rakenteen sitkeydestä on hyötyä.

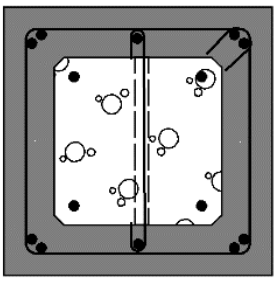
Hakojen muodostama jäykkyysparametri, joka on käytännössä jousivakio, lasketaan ulommille haoille pilarin nurkassa kaavalla

$$a_{scj} = \frac{2\,E_s\,\pi\,{d_{sj}}^2}{4\,(B-\delta)} \tag{61}$$

ja sisemmille haoille kaavalla

$$a_{scc} = \frac{2\,E_s\,\pi\,{d_{sc}}^2}{4\,(b-c_c)} \tag{62}$$

missä (d_{sj}) ja (d_{sc}) on haan halkaisija, B yhdistetyn rakenteen leveys, δ manttelin paksuus, *b* vanhan pilarin leveys ja c_c sen suojabetonipaksuus [8, s. 1721]. Vastaavat jousivakiot voisi määrittää hakojen suoralle osalle, mutta niiden kyky tukea päätankoa on olematon verrattuna nurkan taivutettuun hakaan. Tästä johtuen mitoituksessa varminta on hyödyntää vain nurkissa sijaitsevien päätankojen puristuskapasiteettia. Esimerkiksi pyöreillä pilareilla hakojen tuentavaikutus on jatkuva olettaen, että hakojen päät ovat hyvin ankkuroituneet. Jos suorakaidepilareissa käytetään pääraudoitusta myös pilarin sivulla, on suositeltavaa käyttää kuvan 37 mukaista pilarin läpi kulkevaa sidontahakaa estämään väliteräksen nurjahtamista. Pilarien raudoitusohjeissa myös todetaan, että sitomaton haka saa olla korkeintaan 150 mm:n etäisyydellä sidotusta haasta [5, s. 136]. Suuremmalla pilarilla voi olla järkevintä käyttää pilariin injektoituja tartuntateräksiä hakojen sitomiseen, jos hakojen läpiporauksesta muodostuu huomattava työmäärä.



Kuva 37. *Manttelin väliterästen sidonta.*

Kaavojen 61-62 jousivakiot voidaan ilmaista fiktiivisinä kertoimina, jotka ilmaisevat hakojen jäykkyyden pituusyksikköä kohti.

$$k_{scj} = \frac{a_{scj}}{s_j} \qquad \text{(ulommat haat)} \tag{63}$$

$$k_{scc} = \frac{a_{scc}}{s_c} \qquad \text{(sisemmät haat)} \tag{64}$$

jossa s_j ja s_c ovat kyseisien hakojen jakovälit [8, s. 1722]. Manttelin päätangon kriittinen nurjahduspituus saadaan kaavasta

$$L_j = 2\,\pi \left(\frac{E_{rj}\, I_j}{3\, k_{scj}} \right)^{0{,}25}, \tag{65}$$

jossa $(I_j) = {\pi\ d_{bj}}^4 \Big/ 64$ on manttelin pääteräksen neliömomentti ja (E_{rj}) redusoitu nurjahtaneen teräksen kimmokerroin, joka lasketaan kaavasta

$$E_{rj} = E_s \left[2{,}13 \left(\frac{E_h}{E_s} \right)^{0{,}89} - 4{,}11 \left(\frac{E_h}{E_s} \right)^2 \right]. \tag{66}$$

(E_h) on teräksen kimmokerroin myötölujittumisvaiheessa, jonka voi yksinkertaistaa olevan $0{,}03\, E_s$. [8, s. 1722] Näin ollen kaava yksinkertaistuu muotoon $E_{rj} \approx 0{,}09\, E_s$. Vastaavilla kaavoilla saadaan laskettua vanhan pilarin päätankojen kriittinen nurjahduspituus.

Seuraavassa tarkastellaan puristetun teräksen jännitys-venymäkäyttäytymistä ja sen eroavaisuutta vedettyyn teräkseen. Vedetyn teräksen jännitykselle voidaan käyttää eurokoodissa esitettyä yksinkertaista mallia, jossa myötövenymään (ε_y) saakka jännitys on

$$\sigma_{s.t} = \frac{f_{yd}}{E_s} \tag{67}$$

ja myötövenymää suuremmilla jännityksillä on $\sigma_{s.t} = f_{yd}$ [12, s. 41]. Todellisuudessa teräksessä tapahtuu myötölujittumista, jolloin jännitys hieman kasvaa suuremmilla venymillä.

Määritetään puristuman väliarvo (ε_*), jolla puristetun teräksen jännitys-venymäkäyrä muuttuu [8, s. 1721].

$$\varepsilon_* = \varepsilon_y \left(55 - 2{,}3 \sqrt{\frac{f_{yd}}{100}} \frac{L}{d_b} \right) \geq 7\, \varepsilon_y \tag{68}$$

Teräksen puristus- ja vetojännityksen suhde muodonmuutoksen ε_* arvolla saadaan kaavasta

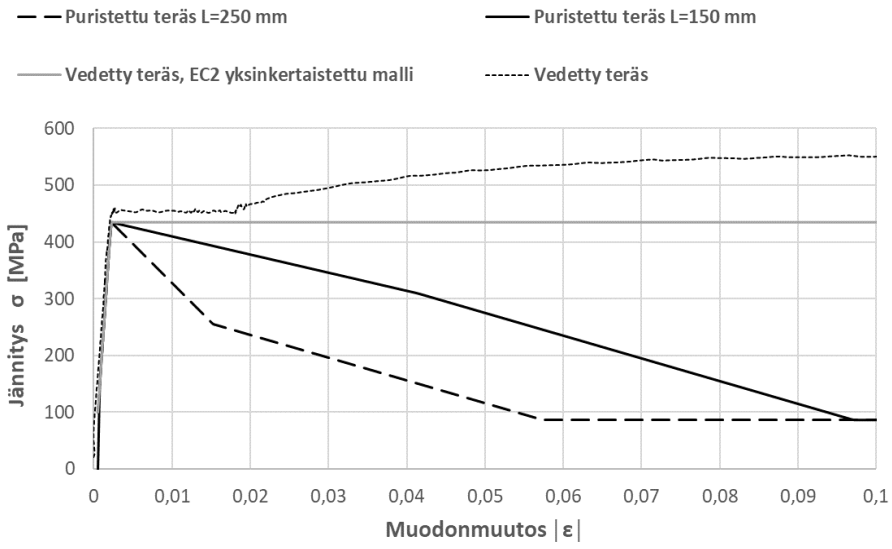
$$\frac{\sigma_{*c}}{\sigma_{*t}} = \alpha \left(1{,}2 - 0{,}016 \sqrt{\frac{f_{yd}}{100}} \frac{L}{d_b} \right), \qquad \text{kun } \sigma_{*c} > 0{,}2 f_{yd} \tag{69}$$

jossa α on 0,75, kun teräs oletetaan ideaaliseksi elastoplastiseksi materiaaliksi [8, s. 1721]. Teräksen vetojännityksen arvo venymällä ε_* on teräksen myötölujuus ($\sigma_{*t}(\varepsilon_*) = f_{yd}$), ellei myötölujittumista hyödynnetä. Puristetun teräksen jännitys saadaan kaavoista [8, s. 1721]

$$\sigma_{s.c}(\varepsilon_s) = \sigma_{s.t}(\varepsilon_s) \left(1 - \left(1 - \frac{\sigma_{*c}}{\sigma_{*t}} \right) \left(\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_y}{\varepsilon_* - \varepsilon_y} \right) \right), \qquad \text{kun } \varepsilon_y < |\varepsilon_s| \leq |\varepsilon_*| \tag{70}$$

$$\sigma_{s.c}(\varepsilon_s) = \sigma_{*c} - 0{,}02\, E_s(\varepsilon_s - \varepsilon_*) \geq 0{,}2 f_{yd}, \qquad \text{kun } |\varepsilon_s| > |\varepsilon_*| \tag{71}$$

Teräksen nurjahduspituuden vaikutus puristuslujuuteen on varsin huomattava, sillä kaavan 69 jännitysten suhde riippuu lineaarisesti nurjahduspituudesta. Kuvassa 38 on esitetty harjateräksen jännitys-venymäkäyriä, kun sen mitoitusmyötölujuus on 435 MPa ja halkaisija 20 mm.



Kuva 38. *B500B-harjateräksen jännitys-muodonmuutoskäyriä, kun puristetun teräksen nurjahdus on huomioitu.*

Kuvan puristettujen terästen jännitys-muodonmuutoskäyrät on määritetty kaavoilla 70-71. Vedetyn teräksen yksinkertaistettuna mallina on käytetty myötövenymään saakka kaavaa 67 ja suuremmilla venymillä myötölujuuden suuruista vakiojännitystä. Vedetyn teräksen ideaalinen jännitys-venymäkäyrä on määritetty erään vetokokeen tulosten perusteella (liite 1), jonka jännitykset on jaettu teräksen osavarmuuskertoimella. Kuvaajassa jännityksenä on käytetty mitoitusarvoa, millä ei ole juurikaan merkitystä käyrien muotoon, vaan ainoastaan sijaintiin pystyakselin suunnassa. Eurokoodissa ja Suomen

kansallisessa liitteessä on annettu murtovenymän ylärajaksi 1%, vaikka venymäkäyrän mukaisesti murtovenymä on todellisuudessa huomattavasti suurempi [12, s. 41] [37, s. 16]. Toisaalta mitoituksessa suuremmasta murtovenymästä ei ole hyötyä, ellei myötölujittumista hyödynnetä ja lujuus oletetaan vakioksi.

Kun tarkastellun teräksen nurjahduspituus on 150 mm, sen puristuslujuus on alle 10 % pienempi kuin vetolujuus 1%:n muodonmuutoksella. Nurjahduspituuden kasvattaminen 250 mm:iin muuttaa oleellisesti tangon puristuskestävyyttä ollen 1%:n puristumalla 330 MPa, mikä on enää 75 % vastaavasta vetolujuudesta. Nurjahduspituudelle ei ole esitetty tiettyä kriittistä rajaa, jolla terästen nurjahtaminen olisi niin äkillinen, että se aiheuttaisi esimerkiksi manttelin lohkeamisen. Käytännössä maksimihakajako ja minimiraudoitusohjeet johtavat paksuillakin tangoilla alle 250 mm:n ja pienimmällä 16 mm:n pääteräksellä alle 150 mm:n nurjahduspituuksiin, jotka tarkoittaisivat tangon taipumista tiheään s-muotoon. Kuvassa 39 on esitetty koekuormitetut pilarit, joissa pääteräs on murtunut, koska vahvasta poikittaisesta tuesta johtuen ne eivät ole päässeet juurikaan taipumaan. Koekuormituksessa taivutuksen suunta vaihteli, jolloin samoja teräksiä on rasittanut myös vetojännitys.

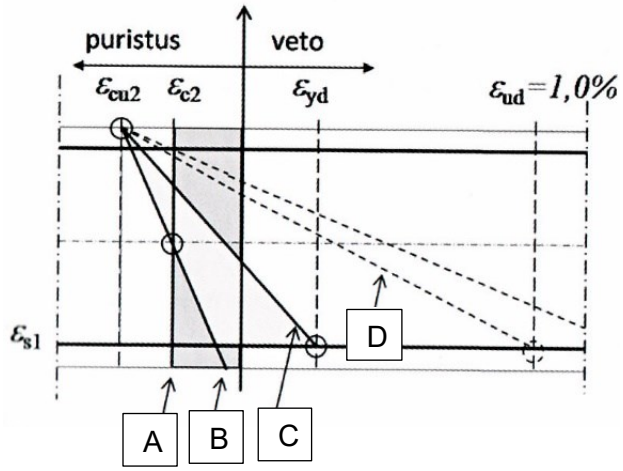
Kuva 39. *Vahvistetun pilarin manttelin alapään murtuminen koekuormituksessa [3, s. 525].*

Kuvan tapauksessa a on käytetty taivutettuja tartuntateräksiä, jonka vierestä mantteli on lohjennut ja pääteräs murtunut. Tilanteessa b vanhan pilarin pinta on ainoastaan karhennettu, jolloin mantteli on lohjennut syvemmältä uuden ja vanhan betonin rajapinnasta. Koekappaleella b on havaittavissa myös haan aukeaminen, jolloin pääteräs on päässyt taipumaan enemmän.

4.12 Poikkileikkauksen jännitysjakauma ja yhteisvaikutuskäyrä

4.12.1 Poikkileikkauksen venymärajat

Pilarin poikkileikkauksen jännitysjakauma riippuu pitkälti normaalivoiman ja taivutusmomentin suhteesta. Pääasiassa aksiaalisesti kuormitetulla pilarilla koko poikkileikkauksessa on puristusjännitys. Vähintäänkin normaalivoiman epäkeskisyys aiheuttaa pilariin myös taivutusmomenttia, joka lisää toisen reunan puristusta, kun taas toisen puolen puristus pienenee. Taivutuksen kasvaessa voidaan saavuttaa poikkileikkauksessa tilanne, jossa taivutuksen vetopuoli kumoaa normaalivoiman puristuksen ja jännitysjakaumaksi muodostuu kolmio. Kun taivutusta edelleen kasvatetaan, pilarin jännitysjakaumaan muodostuu veto- ja puristuspuoli palkkirakenteen tapaan. Kuvassa 40 on esitetty erilaisia poikkileikkauksen muodonmuutosrajoja.

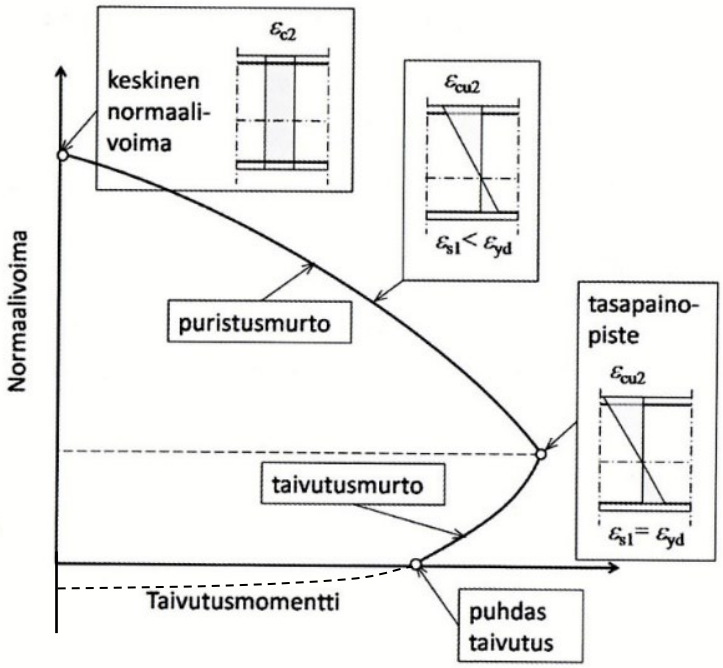


Kuva 40. *Poikkileikkauksen mahdolliset venymärajat [5, s. 103].*

Tapaus A vastaa keskeisesti puristettua pilaria, jolloin koko poikkileikkauksessa on betonin puristumaraja ε_{c2}. Tapauksessa B lisäämällä taivutusta saavutetaan betonin reunapuristumaraja ε_{cu2} ja toisessa reunassa jännitys lähentelee nollaa. Tapauksessa C saavutetaan poikkileikkauksen suurin taivutuskapasiteetti eli niin sanottu tasapainovenymä, kun puristetussa reunassa on betonin reunapuristuma ja vedetyissä teräksissä myötövenymä. Tapauksessa D suuri taivutusrasitus aiheuttaa vetoteräksiin murtovenymän (ε_{ud}), jolloin neutraaliakseli on lähellä puristettua reunaa. Pilari voisi teoriassa toimia myös vetosauvana, jolloin poikkileikkauksessa olisi tasainen vetoterästen venymä. Joissain erikoisemmissa rakenteissa tietyillä kuormitusyhdistelmillä veto voisi olla

mahdollista, mutta betonin pienestä vetolujuudesta johtuen pitkäaikaisesti vedetyissä rakenneosissa käytetään muita materiaaleja. Betonin suurella omalla painolla voidaan monesti kumota ulkoisten kuormien aiheuttama veto.

Pilarien mitoituksessa on tapana hyödyntää niin kutsuttua yhteisvaikutuskäyrää, jolla huomioidaan normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutus. Yhteisvaikutuskäyrän vaaka-akselilla on taivutuskestävyys ja pystyakselilla on normaalivoimakestävyys, jolloin mitoituskuorman on asetuttava kestävyyskäyrän sisäpuolelle. Yksinkertaistetun yhteisvaikutuskäyrän piirtämiseksi määritetään edellä esitetyn mukaisia poikkileikkauksen venymärajapisteitä ja lasketaan normaalivoima- ja taivutusmomenttikestävyys kyseisen jännitysjakauman tapauksessa. Numeerisesti voidaan laskea niin suuri määrä tarkastelupisteitä, että yhteisvaikutuskäyrästä saadaan kuvan 41 kaltainen jatkuva käyrä.



Kuva 41. *Pilarin yhteisvaikutuskäyrä [5, s. 106].*

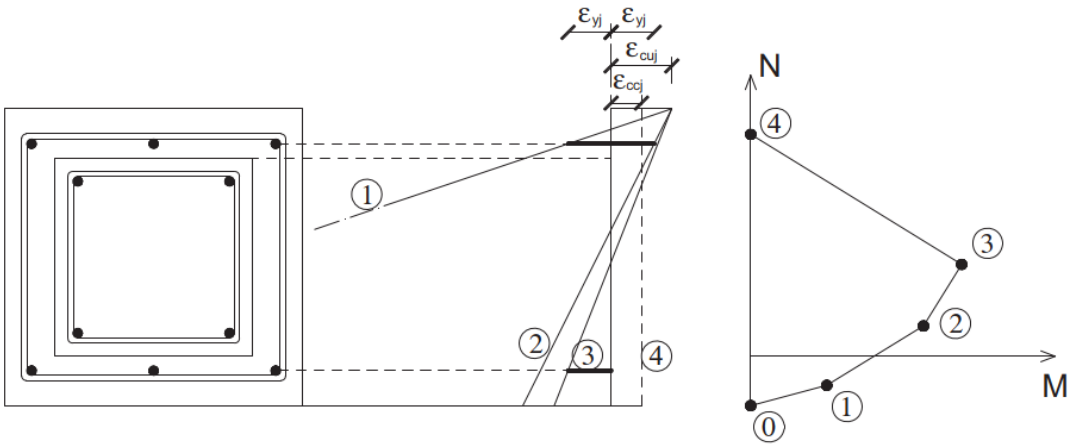
Yhteisvaikutuskäyrän akseleilla käytetään tyypillisesti kestävyysarvon sijaan suhteellisia arvoja, jolloin samaa käyrää voidaan käyttää kaikille pilareille, joilla on sama mekaaninen raudoitussuhde (ω) ja raudoituksen suhteellinen sijainti (d'/h). Suhteelliset arvot määritetään seuraavasti normaalivoimalle ja taivutusmomentille

$$n = \frac{N_{Ed}}{bhf_{cd}} \tag{72}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bh^2 f_{cd}} \tag{73}$$

missä N_{Ed} ja M_{Ed} ovat normaalivoiman ja taivutusmomentin mitoitusarvot, *b* ja *h* poikkileikkausmitat sekä f_{cd} betonin mitoituspuristuslujuus [5, s. 106].

Mantteloidun pilarin poikkileikkaukselle voidaan määrittää kuvan 40 kaltainen jännitysjakauma, kun huomioidaan leikkausliitosta käsittelevässä kappaleessa 4.5 esitetty liitossiirtymän aiheuttama jännityshäviö. Kuvassa 42 on esitetty mantteloidun pilarin jännitystapaukset, joille voidaan laskea normaalivoima- ja taivutuskestävyys.



Kuva 42. *Yhteisvaikutuskäyrän laskentapisteet [24, s. 167].*

0: Koko poikkileikkaus on vedetty ja teräksissä on myötövenymä.

1: Vedettyyn sauvaan on yhdistetty taivutus siten, että saavutetaan kaikissa teräksissä vähintään myötövenymä ja manttelin betonissa reunapuristuma. Käytännössä enemmän vedetyn reunan teräksissä olisi niin suuri venymä, että ne ovat murtuneet.

2: Voimakkaasti taivutetussa pilarissa manttelin vetopuolen teräksissä on murtovenymä samalla, kun manttelin betonissa on reunapuristuma. Tarkastelupistettä on muutettu lähteessä esitetystä, jossa manttelin puristetuissa teräksissä olisi myötövenymä, sillä se johtaisi vedetyn reunan teräksissä hyvin suureen venymään [24, s. 167].

3: Manttelissa on reunapuristuma ja vetoteräksissä myötövenymä eli kyseessä on poikkileikkauksen tasapainotilanne.

4: Koko poikkileikkaus on puristettu ja betonissa on puristuslujuutta vastaava puristuma.

Pisteet 2…4 ovat oleellisia pilarin mitoituksen kannalta, kun taas pisteet 0 ja 1 ovat varsin teoreettisia tapauksia ja niiden avulla yhteisvaikutuskäyrästä saadaan jatkuva. Pisteiden 2…4 välille on kannattavaa ottaa välipisteitä, esimerkiksi asettamalla neutraaliakseli keskelle poikkileikkausta ja reunaan, jotta yhteisvaikutuskäyrästä ei tule liian karkeaa.

4.12.2 Neutraaliakseli ja poikkileikkauksen jännitykset

Jännitysjakauman neutraaliakselin sijainti sekä terästen ja betonin jännitykset on määritettävissä jännitysjakaumakuvasta geometrisesti. Tarkastelupisteissä oletetaan betoniin reunapuristuma, teräksiin tietty venymä tai vaihtoehtoisesti asetetaan neutraaliakselille tietty sijainti. Seuraavassa esitettävät kaavat ovat sovellettavissa muillekin tarkastelupisteille, kuin mitä tässä esitetään.

$$x_1 = \frac{\varepsilon_{cu.j}}{\varepsilon_{cu.j} + \varepsilon_{yj}} c_j \tag{74}$$

$$x_2 = \frac{\varepsilon_{cu.j}}{\varepsilon_{cu.j} + \varepsilon_{uj}} (B - c_j) \tag{75}$$

$$x_3 = \frac{\varepsilon_{cuj}}{\varepsilon_{cu.j} + \varepsilon_{yj}} (B - c_j) \tag{76}$$

Kaavoissa $(\varepsilon_{cu.j})$ on manttelin betonin murtopuristuma ε_{cu2}, (ε_{yj}) on manttelin raudoituksen myötövenymä ja (ε_{uj}) murtovenymä ε_{ud}. [24, s. 166] Neutraaliakselin sijainti kertoo sen etäisyyden puristetusta tai enemmän puristetusta reunasta.

Pisteessä 0 kaikissa teräksissä on myötövenymä ε_y, kuten myös pisteen 1 vähemmän vedetyn puolen teräksissä. Venymä pisteissä 2 ja 3 saadaan kaavoista

$$\varepsilon'_{sji} = \frac{c_j - x_i}{x_i} \varepsilon_{cuj} \qquad (\text{mantteli, yläpinta}) \tag{77}$$

$$\varepsilon'_{sci} = \frac{\delta + c_c - x_i}{x_i} \varepsilon_{cuj} \qquad (\text{ydin, yläpinta}) \tag{78}$$

$$\varepsilon_{sci} = \frac{\delta + b - c_c - x_i}{x_i} \varepsilon_{cuj} \quad (\text{ydin, alapinta}) \tag{79}$$

missä x_i on neutraaliakselin etäisyys tarkasteltavassa pisteessä *i* [24, s. 166]. Manttelin vetoterästen (alapinta) venymä vastaa tapauksessa 2 myötövenymää ε_y ja tapauksessa 3 murtovenymää ε_u. Pisteessä 4 terästen puristuma on betonin puristuslujuutta vastaava

puristuma ε_{c2}. Betonin puristuma saadaan vastaavalla tavalla määritettyä, jolloin se on ytimessä

$$\varepsilon'_{cci} = \frac{\delta - x_i}{x_i}\varepsilon_{cuj}. \tag{80}$$

Manttelin reunapuristuma on murtopuristuman ε_{cuj} suuruinen pisteissä 2 ja 3. Pisteessä 4 koko poikkileikkauksen puristuma on puristuslujuutta vastaavan puristuman ε_{c2} suuruinen.

Betonin vetolujuutta ei tyypillisesti hyödynnetä, sillä sen merkitys murtorajatilassa on olematon. Venymän arvoissa on käytetty merkkisääntöä, että venymän positiivinen arvo tarkoittaa venymää ja negatiivinen arvo puristumaa niin teräksellä kuin betonilla.

Teräksissä vaikuttavat voimat jaetaan kolmeen tapaukseen: puristettu teräs, jonka lujuutta heikentää nurjahdus, kimmoisalla alueella oleva vedetty teräs sekä myötäävä vedetty teräs, jonka jännitys pysyy vakiona venymän kasvaessa. Teräksien voimat eri laskentapisteissä on esitetty seuraavassa taulukossa.

Taulukko 6. *Teräksissä vaikuttavat voimat. Perustuu lähteeseen [24, s. 166].*

Laskenta-piste	Manttelin yläreuna ($F'_{j.i}$)	Ytimen yläreuna ($F'_{c.i}$)	Ytimen alareuna ($F_{c.i}$)	Manttelin alareuna ($F_{j.i}$)
0, i=0	$f_{yd}A'_{sj}$	$f_{yd}A'_{sc}$	$f_{yd}A_{sc}$	$f_{yd}A_{sj}$
1, i=1	$f_{yd}A'_{sj}$	$f_{yd}A'_{sc}$	$f_{yd}A_{sc}$	$f_{yd}A_{sj}$
2, i=2	$-\sigma_{s.c}(\lvert\varepsilon'_{si}\rvert)\ A'_{sj}$	$F'_{c.i}$	$F_{c.i}$	$f_{yd}A_{sj}$
3, i=3	$-\sigma_{s.c}(\lvert\varepsilon'_{si}\rvert)\ A'_{sj}$	$F'_{c.i}$	$F_{c.i}$	$f_{yd}A_{sj}$

$$F'_i = \begin{cases} -\sigma_{s.c}(\lvert\varepsilon'_{si}\rvert)\, A'_s, & \text{kun}\ \ 0 > \varepsilon'_{si} \\ \varepsilon'_{si} E_s\, A'_s, & \text{kun}\ \ 0 \le \varepsilon'_{si} < \varepsilon_y \\ f_{yd}A'_s, & \text{kun}\ \ \varepsilon_y \le \varepsilon'_{si} \end{cases} \qquad [24\,, \text{s.}\,166] \tag{81}$$

$$F_i = \begin{cases} -\sigma_{s.c}(\lvert\varepsilon_{si}\rvert)\, A_s, & \text{kun}\ \ 0 > \varepsilon_{si} \\ \varepsilon_{si}\, E_s\, A_s, & kun\ \ 0 \le \varepsilon_{si} < \varepsilon_y \\ f_{yd}A_s, & \text{kun}\ \ \varepsilon_y \le \varepsilon_{si} \end{cases} \qquad [24\,, \text{s.}\,166] \tag{82}$$

Kaavojen teräksen poikkipinta-ala A_s on kyseisen osan, ytimen tai manttelin, tarkasteltavan reunan teräsmäärä yhteensä. Tapauksessa 1 enemmän vedetyn reunan teräksissä on eurokoodissa esitettyä murtovenymän 1%:n raja-arvoa suurempi venymä, jolloin ne tulisi käsitellä murtuneina. Laskennassa terästen voimana on käytetty myötölujuutta, jotta yhteisvaikutuskäyrästä on saatu looginen ja jatkuva.

Selkeyden vuoksi kaavoissa teräksen vetolujuus on oletettu samaksi manttelissa ja ytimessä, mutta laskennassa nämä ovat helposti eriytettävissä. Puristetuille teräksille sen sijaan on laskettava erilliset lujuudet, jotka riippuvat raudoituksen nurjahduspituudesta. Käytännössä puristettujen teräksien puristuma on lähellä myötövenymän suuruutta, jolloin myös puristuslujuus on lähellä myötölujuutta, ellei päätankojen nurjahduspituus ole poikkeuksellisen suuri. Varminta olisi rajoittaa puristusterästen puristuma myötövenymän suuruiseksi, jolloin puristetun teräksen käyttäytyminen ei vaikuttaisi rakenteen kestävyyteen, mutta silloin jännitysjakaumassa ei saavutettaisi betonin reunapuristumaa. Teräsbetonipilarin poikkileikkauksen kestävyyden määrittämisessä on kuitenkin tapana tarkastella jännitysjakaumia, joissa on betonin reunapuristuma huomioimatta terästen puristumaa [5, s.102].

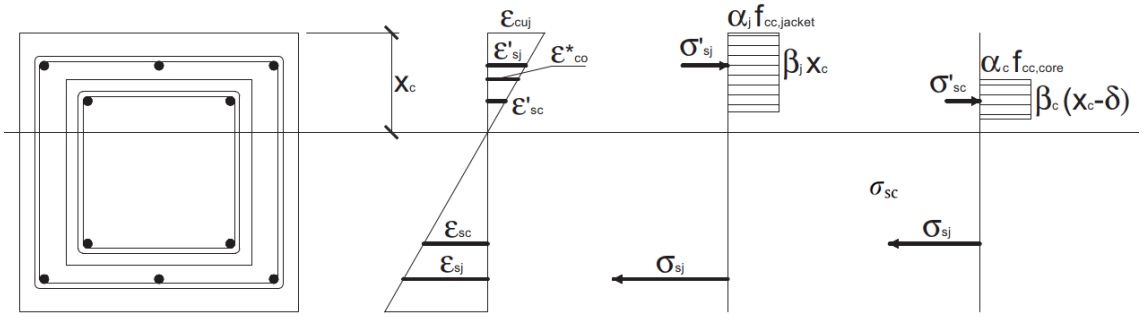
Eräs tapa kompensoida nurjahtamismahdollisuus olisi jättää puristusterästen kapasiteetti hyödyntämättä pilarin kestävyydessä, mutta se aiheuttaisi oleellisen pienennyksen, joka ei kuitenkaan vastaa todellista tilannetta. Esimerkiksi teräsbetonipalkeilla ei tavallisesti hyödynnetä puristuspuolen terästen kapasiteettia, mutta toisin kuin pilareilla, ne ovat huomattavan pienet verrattuna vetoteräksiin

Betonin jännitys-venymäkäyrä on kuvan 36 mukaisesti kaareva, eikä teräksen tapaan kimmoisella alueella lineaarinen, joten myös jännitysjakauma kaareutuu betonilla. Puristusvyöhykkeen jännitysjakauma korvataan vastaavan suuruisella suorakaiteen muotoisella jakaumalla. Suorakaidejännitysjakauma saadaan määrittämällä α- ja β-kertoimet [24, s. 165].

$$\alpha_i \, \beta_i = \frac{\int_0^{\varepsilon_c} \sigma_c \, d\varepsilon_c}{f_{cd.c} \, \varepsilon_c} \tag{83}$$

$$\beta_i = 2 - 2\frac{\int_0^{\varepsilon_c} \sigma_c \varepsilon_c \, d\varepsilon_c}{\varepsilon_c \int_0^{\varepsilon_c} \sigma_c \, d\varepsilon_c} \tag{84}$$

Kertoimet tulee määrittää eri tarkastelupisteille (1…3) kulloisenkin muodonmuutoksen ja sitä vastaavan jännityksen mukaan. Kuvassa 43 on esitetty suorakaidepuristusvyöhykkeen määrittäminen kertoimien arvoilla.



Kuva 43. *Betonin ja teräksen venymät ja jännitykset poikkileikkauksessa [24, s. 165].*

Betonin puristusjännityksen resultantti sijaitsee puristusvyöhykkeen keskellä, kun kyseessä on suorakaiteen muotoinen jännitysvyöhyke. Puristusresultantin etäisyys neutraaliakselista saadaan geometrisesti määritettyä kuvasta 43 [24, s. 165].

$$d_{c.i} = x_i - \delta - \frac{\alpha_{ci}\,\beta_{ci}}{2}(x_i - \delta) \quad \text{(ydin)} \tag{85}$$

$$d_{j.i} = \frac{B\,\beta_{ji}\,x_i\left(x_i - \frac{\beta_{ji}\,x_i}{2}\right)}{B\,\beta_{ji}\,x_i - b\,(\beta_{ji}x_i - \delta)} - (\beta_{ji}x_i - \delta)\,b\,\frac{x_i - \delta - \frac{\beta_{ji}\,x_i - \delta}{2}}{B\,\beta_{ji}\,x_i - b\,(\beta_{ji}x_i - \delta)} \quad \text{(mantteli)} \tag{86}$$

Tarkastelupisteissä 0 ja 1 puristusresultantin etäisyydeksi saadaan negatiivinen arvo, sillä poikkileikkauksessa ei ole puristusta. Samoin tarkastelupisteessä 2 ytimen puristusresultantin etäisyys neutraaliakselista voi olla negatiivinen, mikä tarkoittaa ytimen olevan vedetty. Betonin puristusresultantin suuruus ytimessä ja manttelissa on [24, s. 165]

$$C_{c.i} = -\alpha_{ci}\,\beta_{ci}\,f_{cd.c}(x_i - \delta)b \tag{87}$$

$$C_{j.i} = (\beta_{ji}x_i - \delta)b\,\alpha_{ji}\,f_{cd.j} - \alpha_{ji}\,\beta_{ji}\,f_{cd.j}x_i B. \tag{88}$$

Jos kaavan termi $\beta_{ji}x_i - \delta$ on negatiivinen, se asetetaan nollaksi. Samoin ydintä koskevan kaavan arvo on nolla, mikäli $x_i < \delta$. Betonin puristusresultantit ovat selvyyden vuoksi asetettu negatiivisiksi luvuiksi, jotta kaikki puristusvoimat ovat negatiivisia ja vastaavasti vetovoimat ja venymät ovat positiivisia arvoja. Pilarien kohdalla käytetään myös päinvastaista merkkisääntöä, sillä pilarit ovat pääosin puristettuja rakenteita, jolloin on loogista valita puristuskestävyys positiiviseksi [5, s. 106] Pilarin betonin lujuuden $f_{cd.c}$ arvona voi käyttää suljetun betonin puristuskapasiteettia f_{cc}, jos sulkemisvaikutuksen hyödyntämisen ehdot täyttyvät.

Koko poikkileikkauksen normaalivoimakapasiteetti saadaan laskemalla osien voimakomponentit yhteen [24, s. 165].

$$N_{Ed.i} = F'_{c.i} + F_{c.i} + F'_{j.i} + F_{j.i} + C_{c.i} + C_{j.i} \tag{89}$$

Yhdistetyn poikkileikkauksen taivutuskestävyys saadaan vastaavalla tavalla voimakomponenttien ja voimavarsien tulona [24, s. 165].

$$M_{Ed.i} = -F'_{c.i}\,(x_i - \delta - c_c) + F_{c.i}(b + \delta - x_i - c_c) - F'_{j.i}(x_i - c_j) + F_{j.i}(B - x_i - c_c) - C_{c.i}d_{c.i} - C_{j.i}d_{j.i} + N_{Ed.i}\left(\frac{B}{2} - x_i\right) \quad (90)$$

Lukuun ottamatta viimeistä termiä, jokaisen voimakomponentin tulisi kasvattaa taivutuskapasiteettia, minkä takia negatiiviset voimakomponentit vähennetään.

4.13 Vertailulaskelmat

Vahvistamisen vaikutusta pilarin kuormakapasiteettiin on havainnollistettu muutamalla esimerkillä. Tarkastelun kohteena on kaksi tavanomaista teräsbetonipilaria (A ja B), joille kummallekin on valittu kaksi eri vahvuista manttelia, joista muodostuvat yhdistetyt rakenteet Am1s, Am2s, Bm3s ja Bm4s. Pilareilla on neliöpoikkileikkaus ja vahvistusrakenne on kaikilla sivuilla tasapaksu. Vahvistettujen rakenteiden kapasiteeteissa on hyödynnetty sulkemisvaikutusta, jotka on esitetty tunnuksella s. Pilarilla *A* kapasiteetit on laskettu myös ilman sulkemisvaikutuksen hyödyntämistä (Am1 ja Am2). Lisäksi on määritetty yhdistetyn rakenteen kokoisien tavallisien pilarien kapasiteetit, joilla on ainoastaan manttelin raudoitusta vastaava raudoitus sekä sama betonin lujuus koko poikkileikkauksessa (A1, A2, B3 ja B4). Seuraavissa taulukossa on esitetty esimerkkirakenteiden poikkileikkausmitat, betonin lujuusluokka ja raudoitus.

Taulukko 7. *Esimerkkirakenteiden lähtöarvot, kun perusrakenteena on pilari A.*

Rakenne	**A**	**Am1**	**Am1s**	**A1**	**Am2**	**Am2s**	**A2**
Alkuperäisen pilarin poikkileikkaus h x b [mm²]	300x300	300x300	300x300	500x500	300x300	300x300	550x550
Manttelin paksuus δ [mm]	-	100	100	-	125	125	-
Yhdistetyn rakenteen poikkileikkaus H x B [mm²]	-	500x500	500x500	-	550x550	550x550	-
Pilarin betonin lujuusluokka	C25/30	C25/30	C25/30	C35/45	C25/30	C25/30	C40/50
Manttelin betonin lujuusluokka	-	C35/45	C35/45	-	C40/50	C40/50	-
Sulkemisjännitys $f_{l.co}$ [MPa]	-	-	1,16	-	-	1,74	-
Pilarin pääraudoitus	4 T20	4 T20	4 T20	8T16	4 T20	4 T20	4 T25
Raudoituksen poikkipinta-ala A_s [mm²]	1256	1256	1256	1608	1256	1256	1963
Pilarin hakaraudoitus	T6 k150	T6 k150	T6 k150	T10 k100	T6 k150	T6 k150	T10 k100
Manttelin pääraudoitus	-	8T16	8T16	-	4 T25	4 T25	-
Raudoituksen poikkipinta-ala A_s [mm²]	-	1608	1608	-	1963	1963	-
Manttelin hakaraudoitus	-	T10 k100	T10 k100	-	T10 k75	T10 k75	-

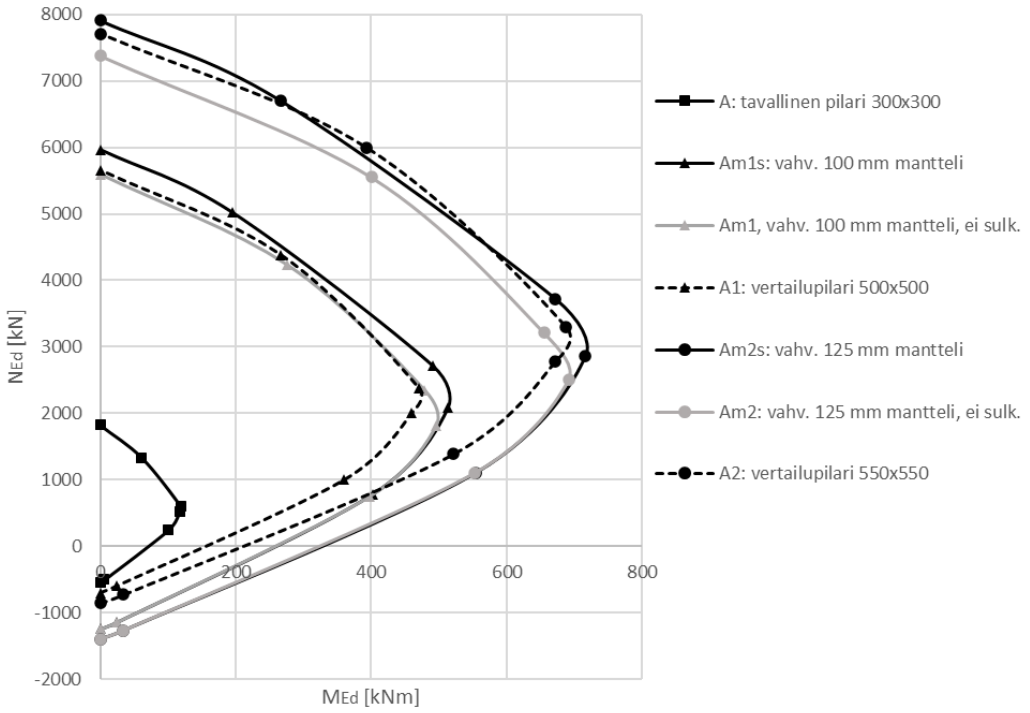
Taulukko 8. *Esimerkkirakenteiden lähtöarvot, kun perusrakenteena on pilari B.*

Rakenne	**B**	**Bm1s**	**B1**	**Bm2s**	**B2**
Alkuperäisen pilarin poikkileikkaus h x b [mm^2]	450x450	450x450	550x550	450x450	650x650
Manttelin paksuus δ [mm]	-	50	-	100	-
Yhdistetyn rakenteen poikkileikkaus H x B [mm^2]	-	550x550	-	650x650	-
Pilarin betonin lujuus-luokka	C35/45	C35/45	C40/50	C35/45	C40/50
Manttelin betonin lujuusluokka	-	C40/50	-	C40/50	-
Sulkemisjännitys $f_{l,co}$ [MPa]	-	0,43	-	0,83	-
Pilarin pääraudoitus	8 T16	8 T16	8T16	8 T16	4 T25
Raudoituksen poikki-pinta-ala A_s [mm^2]	1608	1608	1608	1608	1963
Pilarin hakaraudoitus	T8 k150	T8 k150	T8 k125	T8 k150	T10 k100
Manttelin pääraudoitus	-	4 T25	-	4 T25	-
Raudoituksen poikki-pinta-ala A_s [mm^2]	-	1963	-	1963	-
Manttelin hakaraudoitus	-	T8 k100	-	T10 k100	-

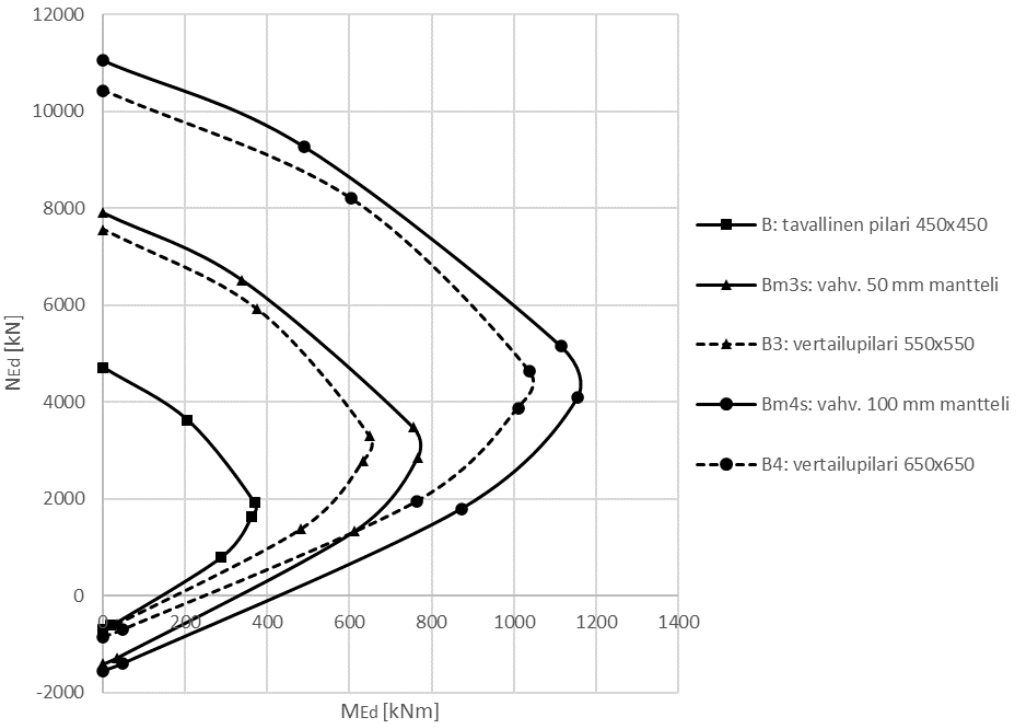
Taulukoissa esitetyt sulkemisjännitykset on määritetty kaavalla 52 rakenteen geometrian ja raudoituksen mukaan. Kaikkien raudoituksien lujuuden ominaisarvona on käytetty 500 MPa. On hyvä huomata, että todellisuudessa lujuus on alempi monissa vanhoissa rakenteissa. Vanhan pilarin betonin puristuslujuutena on käytetty kaavalla 53 laskettua sulkemisvaikutuksen kasvattamaa lujuutta niissä rakenteissa, joissa sitä on hyödynnetty. Puristettujen terästen jännitys on määritetty kaavojen 70 ja 71 mukaan, joilla huomioitiin lujuuden pienentyminen yli 2 ‰ puristumilla. Jännitysrajoina käytettiin tavallisia eurokoodissa esitettyjä arvoja: teräksen myötövenymänä ε_{yj} = 2 ‰ ja murtovenymänä ε_{uj} = 1 % sekä betonin puristuslujuutta vastaavana puristumana ε_{c2} = 2 ‰ ja murtopuristumana $\varepsilon_{cu2} = \varepsilon_{cuj}$ = 3,5 ‰ [12, s. 30]. α- ja β- kertoimien laskentakaavoissa 83 ja 84 on käytetty kaavan 53 mukaista suljetun betonin jännitys-puristumakäyrää. Materiaalien osavarmuuksina käytettiin normaaleja arvoja: betonille 1,5 ja raudoitusteräkselle 1,15 [12, s. 26].

Yhteisvaikutuskäyrän normaalivoima- ja taivutusmomenttikapasiteetit eri tarkastelupisteissä voitiin määrittää kaavojen 74-90 avulla. Tarkastelupisteinä käytettiin kuvassa 42 esitettyjä pisteitä 0-4 sekä kahta välipistettä 2b ja 3b. Piste 2b vastasi tilannetta, että neutraaliakseli oli poikkileikkauksen puolessa välissä ja 3b tilannetta, että se oli vedetyssä reunassa jännitysjakauman ollessa kolmio. Yhteisvaikutuskäyrät on piirretty pisteiden välillä tasoitelulla käyrällä. Vahvistettujen rakenteiden käyrien määrityksessä ei ole

tehty kapasiteetin vähennystä, joka kappaleen 4.2 mukaisesti voisi olla esimerkiksi 20 %.



Kuva 44. *Pilarin A, sen vahvistusrakenteiden ja vertailupilarin yhteisvaikutuskäyrät.*



Kuva 45. *Pilarin B, sen vahvistusrakenteiden ja vertailupilarin yhteisvaikutuskäyrät.*

Ensimmäisenä yhteisvaikutuskäyrissä kiinnittyy huomio vahvistusrakenteen tuomaan huomattavaan lisäkapasiteettiin. Suurehko kantavuuden lisäys saavutetaan B-pilarilla jo 50 mm:n manttelilla. Neljän sivun mantteli ohuenakin kasvattaa poikkipinta-alaa huomattavasti ja raudoitteen voimavarren pituutta taivutusta vastaan, jolloin kuormakapasiteetin kasvukin on huomattava. Tämä myös hyvin osoittaa, että usein ohutkin mantteli riittää kasvaneille kuormille, jolloin manttelin paksuutta voi rajoittaa enemmän rakenteen työmaatoteutus ja valaminen.

Mielenkiintoinen vertailupari on vahvistettu pilari ja vastaavan kokoisen tavallisen pilarin kestävyys. Kuvaajien mukaan tavallisen pilarin kapasiteetti jää hieman heikommaksi. Mantteloidulla pilarilla on huomattavasti enemmän raudoitusta kuin vertailupilarilla, koska sillä ei ole ydinosan raudoitusta. Vertailupilarilla on koko poikkileikkauksessa betonin lujuutena manttelin betonia vastaava lujuus, mikä puolestaan kasvattaa vertailupilarin kestävyyttä. Näin ollen vahvistetun pilarin ja vertailupilarin kestävyydet asettuvat melko lähellä toisiaan. B-pilareilla on suuremmat erot vahvistettujen pilarien ja vertailupilarien välillä, kun vertailupilarien lujuus on lähellä alkuperäisen betonin lujuutta.

Pilarilla A tarkasteltiin mantteloinnin tuoman sulkemisvaikutuksen vaikutusta kestävyyteen. Käyrien mukaan sulkemisvaikutuksen lisäkapasiteetti saavutetaan niin sanotun tasapainopisteen yläpuolella eli niin suurilla puristusjännityksillä, että se rajoittaa taivutuskestävyyttä. Tulos on odotettu, sillä sulkemisvaikutus kasvattaa nimenomaan ydinosan puristuslujuutta, josta ei ole niin suurta hyötyä voimakkaasti taivutetulla pilarilla. Saavutettava etu jäi kuitenkin vähäiseksi, mutta usein mitoitustapaukset ovat juuri tasapainopisteen yläpuolella, jolloin se tuo jossain määrin lisävarmuutta. Yleisesti yhteisvaikutuskäyrän alue, joka on tasapainopisteen alapuolella ja taivutusrasitus on merkittävä, ei ole suositeltava, sillä normaalivoiman vaikutus on edullinen ja sen pienentyminen voi johtaa murtumiseen.

A-pilareille valittiin suhteessa suurempi hakaraudoitus, kun suuremmilla B-pilareilla hakaraudoitus oli samaa luokkaa. Sen vaikutus on havaittavissa sulkemisjännityksessä, joka oli selvästi pienempi B-pilarilla. Erityisesti suuremmilla pilareilla hakaraudoituksesta tulisi massiivinen, jos sulkemisjännityksen haluaisi olla esimerkiksi yli 1 MPa. Sulkemisvaikutuksen hyöty on kuitenkin niin rajallinen, ettei hakaraudoitusta tule kasvattaa pelkästään sen takia. Vastaava kapasiteetin lisäys saadaan hyvinkin pienellä poikkileikkauksen kasvattamisella. Vaikka betoni materiaalina on verrattain edullista, se kuitenkin kasvattaa rakenteiden omaa painoa ja vie hyödynnettävää tilaa, joten kokonaisuuden kannalta aina poikkileikkauksen kasvattaminenkaan ei ole kannattavaa.

5. YHTEENVETO

Tutkimuksessa tarkasteltiin teräsbetonipilarin vahvistamista betonimanttelilla sekä mitoituksen kannalta että työmaatoteutuksen näkökulmasta. Työ suoritettiin pitkälti kirjallisuustutkimuksena perustuen standardeihin, käsikirjoihin ja ulkopuolisiin tutkimuksiin sekä osin tilaajayrityksen kokemusperäistä tietoa hyödyntäen. Mantteloinnin suunnittelun ja toteutuksen kannalta oleellisimmat tekijät ovat vanhan betonipinnan käsittely hyvän yhteistoiminnan saavuttamiseksi, manttelibetonin kutistuman hallinta, eri keinot manttelin suoraan kuormittumiseen sekä ohuen ja hankalasti tiivistettävän valun onnistunut toteutus.

Manttelin ja vahvistettavan pilarin yhteistoiminnan takaamiseksi vanha betonipinta täytyy kostuttaa, puhdistaa ja lisätä siihen tartuntateräksiä. Työssä käsiteltiin pinnan puhdistamiseen ja betonin poistamiseen tarkoitettuja menetelmiä. Niiden valinnassa tulee huomioida kyseisessä tapauksessa saavutettavat hyödyt ja toisaalta poissulkea täysin soveltumattomat menetelmät. Esimerkiksi veden käytön rajoittaminen vähentää käytettävissä olevia menetelmiä. Työssä todettiin hiekkapuhaltamalla saavutettavan suurin leikkaus- ja tartuntalujuus rajapinnalle perustuen lähdeaineistossa esitettyyn koekuormitukseen, vaikkakin eri menetelmien otanta oli siinä pieni. Järeämpien menetelmien havaittiin aiheuttavan lujuutta heikentävää mikrohalkeilua. Perusteellinen pinnan käsittely voi myös olla hyvin hidasta lujilla betonilaaduilla ja nostaa merkittävästi kokonaiskustannuksia.

Toisessa lähdeaineiston koekuormituksessa havaittiin, ettei tartuntateräksien lisääminen karhennettuun pilariin kasvattanut rakenteen taivutuskestävyyttä, sillä hyvällä karhennuksella on saavutettavissa rajapinnalle lähes ehjää betonia vastaava vetolujuus. Myös pelkillä tartuntateräksillä ilman pinnan käsittelyä saavutettiin vastaava kestävyys kuin karhennetulla pilarilla. Tartuntaterästen suurin hyöty oli pilarin taivutuskestävyyden säilyminen myös suuremmilla sivusiirtymillä terästen sitkeyden ansiosta. Yllättävää tuloksissa oli, kuinka hyvä vahvistusvaikutus saavutettiin täysin käsittelemättömällä ja ilman tartuntoja olleella koekappaleella, vaikkakin rajapinnan liukuma oli odotetusti huomattavasti muita suurempi, eikä se palautunut juurikaan kuormitussyklien välillä. Kokeet tehtiin neljältä sivulta mantteloiduille lyhyille pilareille ja manttelin raudoitus oli niissä ankkuroitu perustuksiin, jolloin jäykkänä toimivalla kotelopoikkileikkauksella oli mitä ilmeisemmin huomattava vaikutus tulokseen.

Työssä tarkasteltiin kuorman siirtymistä vahvistusrakenteelle sekä siltä alapuolisille rakenteille ja perustuksille asti. Eri keinoin tulisi pyrkiä kuorman suoraan siirtymiseen manttelille, vaikka rajapinnan lujan liitoksen kautta kuormaa siirtyy manttelille myös epäsuorasti. Usein tämä onnistuu liittämällä mantteli muihin vahvistusrakenteisiin, kuten palkkimanttelointiin tai korotuskerroksen uusiin rakenteisiin. Mikäli ainoastaan yksittäistä pilaria vahvistetaan, kuorman suoraa siirtymistä voidaan edesauttaa poistamalla kuorma vanhalta rakenteelta vahvistamisen ajaksi ja käyttämällä mahdollisimman vähän kutistuvaa betonilaatua. Pienempi kutistuma aiheuttaa myös vähemmän rasitusta rakenneosien rajapintaan ja pienentää manttelin halkeiluriskiä, jolla on sekä rakenteellinen että ulkonäöllinen merkitys.

Manttelivalua ja sen tiivistämistä hankaloittavat usein melko tiheä raudoitus ja rakenteen kapeus, jolloin valun helpottamiseksi voidaan käyttää itsetiivistyvää betonia. IT-betoni ja korkealujuus betoni tuovat haasteita kutistuman hallinnassa ja esimerkiksi huokostuksen suhteen, mikäli sitä edellytetään rasitusluokan vuoksi. Erikoisbetonien kohdalla korostuvat osaaminen materiaalien valmistuksesta ja työmaatekniikan erityispiirteet. Onnistuneen lopputuloksen varmistamiseksi esimerkiksi huokostettavan betonin tapauksessa voi olla kannattavinta jo suunnitella rakenne siten, että se toteutetaan tavallisella betonilla.

Vahvistusrakenteen mitoitusta käsiteltiin poikkileikkauskestävyyden näkökulmasta, jossa tarkasteltiin rajapinnan leikkausvoiman aiheuttamaa rajapinnan liitossiirtymää, manttelin muodostamaa sulkemisvaikutusta sekä puristettujen terästen kantavuuden heikentymistä nurjahtamisen seurauksena. Poikkileikkauksen kestävyyttä tarkasteltiin erilaisissa venymärajojen tilanteissa, joista voitiin muodostaa pilarien mitoituksessa käytettävä yhteisvaikutuskäyrä.

Osana rakenteen mitoitusta tarkasteltiin sulkemisvaikutusta, jonka mantteli aiheuttaa vanhan pilarin betonille. Suljettuna betonin puristuslujuus kasvaa ja jännitys-puristuma yhteys muuttuu. Koska sulkemisvaikutus muodostuu hakojen ansiosta, ilman tiheää hakaraudoitusta puristuslujuutta kasvattava vaikutus jää olemattomaksi. Tiheälläkin hakaraudoituksella sulkemisvaikutuksen hyöty rakenteen kapasiteettiin todettiin vähäiseksi, mutta se tuo jossain määrin lisävarmuutta ympärimantteloiduilla pilareilla. Sulkemisvaikutuksen hyvä puoli on, ettei se vaadi kuorman suoraa siirtymisistä manttelille.

Työssä myös käsiteltiin mantteloidun pilarin kestävyyden laskemiseen RIL:n kirjallisuudessa [30, 31] esitettyä yksinkertaista menetelmää, jossa manttelin paksuudesta hyödynnetään laskennassa vain 60 %. Poikkileikkauksen vähennyksellä kompensoidaan erilaiset häviöt, jotka johtuvat esimerkiksi manttelin kutistumasta, virumasta, rajapinnan

liitossiirtymästä ja kuorman siirtymisestä. Menetelmässä varsinainen rakenteen mitoitus tehdään tavallisen pilarin tapaan todellista pienemmillä poikkileikkausmitoilla. Menetelmän ongelmana on kuitenkin, ettei se huomioi lainkaan raudoitusta ja soveltuu siten huonosti taivutusmitoitukseen. Poikkileikkauksen pienennys on myös niin suuri, että voi tulla edullisemmaksi laskea mantteli erillisenä rakenneosana.

Pilarin toisen kertaluokan vaikutuksia tarkasteltiin soveltaen eurokoodin nimellisen kaarevuuden menetelmää. Sen soveltaminen on kuitenkin jokseenkin kyseenalaista, sillä laskennallisesti toisen kertaluokan taivutusmomentti kasvaa poikkileikkauksen kasvaessa, jolloin varman puolen ratkaisuna ei voida esimerkiksi käyttää vanhan pilarin mittoja lisäepäkeskisyyden laskemiseen. Vahvistetun pilarin jäykkyys voi olla heikompi kuin vastaavalla monoliittisella pilarilla, mikä tarkoittaa suurempia toisen kertaluokan vaikutuksia. Nimellisen kaarevuuden menetelmässä rakenteen todellista jäykkyyttä ei kuitenkaan hyödynnetä, vaan epäkeskisyys lasketaan rakenteen suurimman kaarevuuden mukaan nurjahduspituus huomioiden. Menetelmässä on huomattava varmuus rakenteen todellisen kaareutumisen suhteen, kun vielä huomioidaan, että vahvistetulla rakenteella on tavallista enemmän raudoitusta ja mitoituksessa rakenteen poikkeava tehollinen korkeus voidaan määrittää tarkasti raudoituksen sijainnin mukaan. Toisen kertaluokan vaikutukset tulisi kuitenkin analysoida tarkemmalla menetelmällä epäsymmetrisillä poikkileikkauksilla sekä hyvin hoikilla pilareilla, joilla stabiliteetin menetys määrää rakenteen kestävyyden.

Tutkimuksen mitoitusosio keskittyi yksinomaa suorakaidepilariin, joka on kaikilta sivuilta mantteloitu. Mantteloituja pyöreitä pilareita on selvästi vähemmän tutkittu. Erityisesti taivutuksen osalta ne eroavat suorakaidepoikkileikkauksesta, samoin kuin sulkemisvaikutuksen osalta, sillä hakojen vaakasuuntainen tuki on jatkuva. Kiinnostavaa olisi ollut tarkastella poikkileikkaustyypin vaihtamisen vaikutusta eli neliöpilarin manttelointia pyöreäksi tai pyöreän manttelointia neliöksi. Vaikutuksen voisi arvioida olevan pieni, jos verrataan neliön tai pyöreän manttelointia neliöksi, sillä taivutuksen kannalta oleellisinta on uloin eli manttelin raudoitus. Normaalivoimakestävyys riippuu pääasiassa poikkileikkausalasta, joten alkuperäisellä poikkileikkausalalla on hyvin pieni vaikutus vahvistusrakenteen puristuskestävyyteen.

Vahvistusrakenteiden laskentamenetelmiä on vaikea ja kannattamatonta kehittää hyvin tarkoiksi, sillä mitoitukseen liittyy monia epävarmuuksia, jotka vievät tarkan laskennan hyödyn. Esimerkiksi pelkästään pilarimantteloinnin tapauksessa erilaisia tapauksia on lukematon määrä pelkästään pilarin muodon ja mantteloitavien sivujen määrän suhteen. Koekuormituksilla voidaan tutkia tietyn asian vaikutusta, mutta sen yleistäminen täytyy

tehdä varoen, erityisesti kun huomioidaan suuri betonin luontainen ominaisuuksien vaihtelu. Tarkka laskenta vaatisi myös hyvin tarkkoja lähtötietoja vahvistettavasta rakenteesta, jota ei välttämättä ole edes toteutettu alkuperäisten suunnitelmien mukainen.

Eräs lisätutkimuksen aihe olisi tarkastella laajemmin ruiskubetonointia mantteloinneissa, koska sen potentiaalia ei ole nykyään kokonaan hyödynnetty. Ruiskubetonoinnissa on monia hyötyjä, kuten erinomainen tartunta, pieni vesimäärä, joka mahdollistaa pienen kutistuman ja suuren lujuuden, eikä tiheä raudoitus haittaa betonointia. Työnteon muodostaessa merkittävän osan kustannuksista, säästyminen muotitukselta tuo lisäetua. Ruiskubetonoinnilla ei myöskään ole erityisiä huonoja puolia, jotka estäisivät sen käytön.

Manttelin betoniksi suositellaan pilarin betonia lujempaa betonia. Nykyrakentamisessa erityisesti elementeissä käytetään jo suuria betonin lujuuksia, joten tulevaisuudessa voi tulla haasteeksi niiden vahvistaminen. Manttelointi vaatisi silloin korkealujuusbetonin käyttöä, jonka käyttäytymistä vahvistusrakenteessa tulisi tutkia lisää, vaikka korkealujuusbetonin erityispiirteitä on tutkittu paljon. Esimerkiksi sen käyttäytyminen on hauraampaa ja murtopuristuma pienempi lujuusluokan kasvaessa. Vahvistamistarve voi osittain kuitenkin pienentyä, sillä tiloista suunnitellaan yhä enemmän muuntojoustavia käyttötarkoituksen muuttamiseksi ja esimerkiksi varaudutaan myöhempään lisärakentamiseen.

Työssä saatiin selvitettyä monia pilarimantteloiintiin liittyviä kysymyksiä ja hyvää taustatietoa tilaajayrityksen sisäisen suunnitteluohjeen laatimiseksi korjaussuunnittelun tueksi. Tutkimustulos ei ole kaiken kattava ratkaisu jokaiseen tilanteeseen, vaan sitä on sovellettava eri tilanteisiin, sillä pilarin manttelointi rajattuna aiheena on kuitenkin melko laaja ja sisältää lukuisia erilaisia tapauskohtaisia ratkaisuja.

LÄHTEET

[1] M. Ahomies, Kallioon injektoitu ja ankkuroitu porapaalu, Opinnäytetyö 5/2016, Liikennevirasto, Helsinki, 2016, (137+31) s. Saatavissa: https://julkaisut.vayla.fi/pdf8/opin_2016-05_kallioon_injektoitu_web.pdf.

[2] Betoni. Määrittely, ominaisuudet, valmistus ja vaatimuksenmukaisuus, Suomen Standardisoimisliitto SFS ry, SFS-EN 206:2014 + A1:2016, Helsinki, 2015, 94 s.

[3] S. N. Bousias, D. Biskinis, M. N. Fardis, A.-L. Spathis, Strength, Stiffness and Cyclic Deformation Capacity of Concrete Jacketed Members, ACI Structural Journal, Vol. 104, No. 5, Sep-Oct 2007, pp. 521-531.

[4] BY201 Betonitekniikan oppikirja 2018, Suomen Betoniyhdistys ry, Helsinki, 2018, 568 s.

[5] BY211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014, Suomen Betoniyhdistys ry, Helsinki, 2015, 215 s.

[6] BY41 Betonirakenteiden korjausohjeet 2016, Suomen Betoniyhdistys ry, Helsinki, 2016, 115 s.

[7] BY71/RIL 149-2019 Betonirakenteiden työmaatoteutus, Suomen Betoniyhdistys ry, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry, 2019, 335 s.

[8] G. Campione, M. Fossetti, C. Giacchino, G. Minafo, RC colurmns externally strengthened with RC jackets, Material and Structures, Vol. 47, Oct 2014, pp. 1715-1728.

[9] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Suomen Standardisoimisliitto SFS ry, SFS-EN 1998-1, Helsinki, 2005, 231 s.

[10] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, Suomen Standardisoimisliitto SFS ry, SFS-EN 1998-3, Helsinki, 2005, 90 p.

[11] Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet, Suomen Standardisoimisliitto SFS ry, SFS-EN 1990+A1+AC, Helsinki, 2006, 186 s.

[12] Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Suomen Standardisoimisliitto SFS ry, SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, Helsinki, 2015, 218 s.

[13] Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Yleiset säännöt. Rakenteiden palomitoitus, Suomen Standardisoimisliitto SFS ry, SFS-EN 1992-1-2 + AC, Helsinki, 2005, 90 s.

[14] Fescon Juotosbetoni JB 600/3, Tuoteseloste, 30.9.2019, Saatavilla: https://www.fescon.fi/tuotteet/kuivabetonit-ja-sementtilaastit/6/juotosbetoni-jb-6003.

[15] Hilti, HIT-RE 500 V3 Injection mortar, Technical Datasheet, Aug 2019, 40 p. Saatavissa: https://www.hilti.fi/medias/sys_master/documents/h9c/hf6/9449041199134/Technical-data-sheet-for-HIT-RE-500-V3-injectable-mortar-in-concrete-Technical-information-ASSET-DOC-8257123.pdf.

[16] ITB. Itsetiivistyvä betoni, Betonikeskus ry, Helsinki, 2004, 138 s.

[17] E. S. Julio, F. A. B. Branco, V. D. Silva, Concrete-to-concrete bond strength. Influence of the roughness of the substrate surface, Construction and Building Material, Vol. 18, 2004, pp. 675-681.

[18] E. S. Julio, F. A. B. Branco, V. D. Silva, Structural rehabilitation of columns with reinforced concrete jacketing, Progress in Structural Engineering and Materials, Vol. 5, 2003, pp. 29-37.

[19] V. Kari, Teräsbetonisten runkorakenteiden kantavuuden selvittäminen ja vahvistaminen, Diplomityö, Tampereen teknillinen yliopisto, 2018, (101+39) s.

[20] Kuivajääpuhallus, Kuivajääpuhallus Eskimot Oy, verkkolähde, viitattu 24.1.2020. Saatavissa: https://www.eskimot.fi/kuivajaapuhallus/.

[21] Lakka Juotosbetoni 600/3, Tuoteseloste, 4.12.2019, Saatavilla: https://www.lakka.fi/tuotteet/laastit-ja-tasoitteet/kuivabetonit-ja-laastit/juotosbetoni-6003/.

[22] Liittorakenteiden suunnittelu ja mitoitus, Eurocode 4 -oppikirja by 58, Suomen Betoniyhdistys ry, Teräsrakenneyhdistys ry, Helsinki 2012, 337 s.

[23] P. Lumme, Kuitubetonin käyttö lisääntyy rakentamisessa – jopa kantavissa rakenteissa, Betoni, Nro. 3, 2008, s. 72-77. Saatavissa: https://betoni.com/wp-content/uploads/2015/10/BET0803-s-72-77.pdf.

[24] G. Minafo, A practical approach for the strength evaluation of RC columns reinforced with RC jackets, Engineering Structures, Vol. 85, 2015, pp. 162-169.

[25] G. Minafo, F. Di Trapani, G. Amato, Strength and ductility of RC jacketed columns: A simplified analytical method, Engineering Structures, Vol. 122, 2016, pp. 184-195.

[26] Paisuvat betonit, Rudus, verkkolähde, viitattu 16.1.2020. Saatavissa: https://www.rudus.fi/tuotteet/betoni/erikoisbetonit/5814/paisuvat-betoni.

[27] J. Pellosniemi, U. Kalamies, Teräsrakennetuotteet ja suositeltavat teräslajit, Teräsrakenneyhdistys r.y., s. 653-667. Saatavissa: https://www.rakennustieto.fi/Downloads/RK/RK010406.pdf.

[28] S. Petrow, Ruiskubetonointi ja sen mahdollisuudet, Betoni, Nro. 4, 2014, s. 30-37. Saatavissa: https://betoni.com/wp-content/uploads/2015/08/BET1404_30-37.pdf.

[29] T. Poutanen, Uusi rakenteiden mitoitusmenetelmä, Rakenteiden Mekaniikka, Vol. 45, Nro. 4, 2011, s. 201-212.

[30] RIL K117-1990. Korjausrakentamisen täydennyskoulutusohjelma I-VI. Osa III. Runkorakenteiden korjaus ja vahvistaminen, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto ry, Helsinki, 1990, 163 s.

[31] RIL-K174, Korjausrakentaminen IV. Runkorakenteet, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto ry, Helsinki, 1988.

[32] H. Rolander, E. Paukku, J. Punkki, Korkealujuusbetonin käyttömahdollisuuksia ja etuja paikallavalurakenteissa, Betoni, Nro. 3, 2019, s. 78-87. Saatavissa: https://betoni.com/wp-content/uploads/2019/10/BET1903_78-87.pdf.

[33] E. Saarinen, R. Soini, S. Tiira, S. Ulvinen, BY202 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1, Suomen Betoniyhdistys ry, 1982.

[34] T. Salmi, Teknillisen mekaniikan perusteet, Pressus Oy, Tampere, 2006, 464 s.

[35] S. Savolainen, Pilareiden vahvistaminen betonimantteloinnilla, Diplomityö, Aalto yliopiston Insinööritieteiden korkeakoulu, Espoo, 2016, (80+29) s.

[36] Siltojen korjaus. SILKO 1.203. Betonirakenteet. Purkamis- ja esikäsittelymenetelmät. Yleiset laatuvaatimukset, Tiehallinto, 2002, 30 s. Saatavissa: https://julkaisut.vayla.fi/sillat/silko/kansio1/s1203.pdf.

[37] Suomen rakentamismääräyskokoelma, Rakenteiden lujuus ja vakaus, Betonirakenteet, Ympäristöministeriö, 2016, Helsinki, 35 s. Saatavissa: https://www.ym.fi/fi-FI/Maankaytto_ja_rakentaminen/Lainsaadanto_ja_ohjeet/Rakentamismaarayskokoelma/Rakenteiden_lujuus_ja_vakaus.

[38] G. E. Thermou, S. J. Pantazopoulou, A. S. Elnashai, Flexural Behavior of Brittle RC Members Rehabilitated with Concrete Jacketing, Journal of Structure Engineering, Vol. 133, Nro. 10, Oct. 2007, pp. 1373-1384.

[39] O.-P. Tynkkynen, Sillan vaurioiden ja korjaamisen vaikutus kantavuuteen: pilari ja laatta, Diplomityö, Tampereen teknillinen ylipoisto, 2009.

[40] K. G. Vandoros, S. E. Dritsos, Concrete jacket construction detail effectiveness when strengthening RC columns, Construction and Building Material, Vol. 22, 2008, pp. 264-276.

[41] Vesipiikkaus ja vesileikkaus, Delete, verkkolähde, viitattu 27.1.2020. Saatavissa: https://www.delete.fi/services/rakentamisen-palvelut/vesipiikkaus-ja-vesileikkaus/.

[42] Webervetonit JB 600/3 Juotoslaasti C50/60-4, Tuotekortti, 1.4.2019, Saatavilla: https://www.fi.weber/files/fi/2019-04/webervetonit-JB-600-3-Juotoslaasti-C50-60-4-Tuotekortti.pdf.

LIITE A: B500B-TERÄKSEN VETOKOE

TTY Rakennustekniikan laitos	
BETONITEKNIIKKA 2016	
RAK-32200 -opintojakso	
Ryhmä	
Terästen vetokoe	**Harjatanko B500B**
Kuormituspäivämäärä	1/2016
Vastuuhenkilö	Pertti Iso-Mustajärvi
Kuormittaja	Tomi Strander
HUOM!	

Mittauskierros	Voima [kN]	Jännitys Mpa	Mittakellon siirtymä [mm]	Venymä
1	4,7151594	23,4585	0,00067575	6,75746E-06
2	6,2026505	30,85896	0,01539483	0,000153948
3	7,9388422	39,49673	0,01110793	0,000111079
4	9,0900402	45,22408	0,00982105	9,82105E-05
5	9,6471098	47,99557	0,00896448	8,96448E-05
6	10,72913	53,37876	0,00453369	4,53369E-05
7	10,87846	54,12169	0,00138978	1,38978E-05
8	12,182578	60,60984	0,00196128	1,96128E-05
9	12,323778	61,31233	-0,0007537	-7,5367E-06
10	13,580984	67,56708	0,00181874	1,81874E-05
11	13,691185	68,11535	0,00010425	1,04248E-06
12	14,818138	73,72208	0,00253278	2,53278E-05
13	15,17612	75,50308	0,0028192	2,8192E-05
14	16,183075	80,51281	0,0028192	2,8192E-05
15	16,510778	82,14317	0,00353323	3,53323E-05
16	17,601101	87,56767	0,00482011	4,82011E-05
17	18,164693	90,37161	0,00896448	8,96448E-05
18	19,017663	94,61524	0,00882059	8,82059E-05
19	19,515208	97,09059	0,00910701	9,10701E-05
20	20,37674	101,3768	0,01067897	0,00010679
21	21,051538	104,734	0,01439438	0,000143944
22	22,247438	110,6838	0,01525229	0,000152523
23	22,682153	112,8465	0,01911024	0,000191102
24	23,596027	117,3932	0,02039712	0,000203971
25	24,304409	120,9175	0,02068219	0,000206822
26	25,210986	125,4278	0,02368356	0,000236836
27	25,963667	129,1725	0,0259709	0,000259709
28	26,684976	132,7611	0,02682747	0,000268275
29	27,695347	137,7878	0,0296863	0,000296863
30	28,174133	140,1698	0,03011526	0,000301153
31	29,493908	146,7359	0,03397321	0,000339732
32	29,806012	148,2886	0,03383067	0,000338307
33	31,240097	155,4234	0,03826146	0,000382615
34	31,449324	156,4643	0,0378325	0,000378325
35	32,894358	163,6535	0,04097641	0,000409764
36	33,161798	164,9841	0,04426285	0,000442629

37	34,332037	170,8062	0,04512077	0,000451208
38	34,659645	172,436	0,04726422	0,000472642
39	36,175911	179,9797	0,05112217	0,000511222
40	36,300273	180,5984	0,0496941	0,000496941
41	37,716366	187,6436	0,05426742	0,000542674
42	38,017775	189,1432	0,05612445	0,000561245
43	39,124675	194,6501	0,05726745	0,000572674
44	39,756	197,791	0,05898328	0,000589833
45	41,01893	204,0743	0,06169823	0,000616982
46	41,278886	205,3676	0,06355661	0,000635566
47	42,634807	212,1135	0,06655663	0,000665566
48	43,414675	215,9934	0,06870143	0,000687014
49	44,308832	220,442	0,07084488	0,000708449
50	45,110003	224,4279	0,07255937	0,000725594
51	46,003873	228,875	0,07570328	0,000757033
52	46,817423	232,9225	0,07727524	0,000772752
53	47,662064	237,1247	0,07884719	0,000788472
54	48,721183	242,3939	0,08156214	0,000815621
55	49,443762	245,9889	0,08213498	0,00082135
56	50,763117	252,5528	0,08613547	0,000861355
57	51,185729	254,6554	0,08613547	0,000861355
58	52,666585	262,0228	0,09085133	0,000908513
59	52,953889	263,4522	0,09185178	0,000918518
60	54,665343	271,9669	0,09671153	0,000967115
61	54,909178	273,18	0,09642511	0,000964251
62	56,447035	280,831	0,10085589	0,001008559
63	56,366141	280,4286	0,09871244	0,000987124
64	58,117895	289,1438	0,10357084	0,001035708
65	58,463638	290,8639	0,10571429	0,001057143
66	59,906505	298,0423	0,10728625	0,001072863
67	60,177688	299,3915	0,10843059	0,001084306
68	61,540513	306,1717	0,11085911	0,001108591
69	62,136427	309,1365	0,11443198	0,00114432
70	63,311267	314,9814	0,11629036	0,001162904
71	63,846151	317,6425	0,11743335	0,001174334
72	65,130098	324,0303	0,12143518	0,001214352
73	65,747312	327,1011	0,12343609	0,001234361
74	65,888663	327,8043	0,11786231	0,001178623
75	66,738774	332,0337	0,12686508	0,001268651
76	68,097576	338,7939	0,12758046	0,001275805
77	69,030885	343,4372	0,12972391	0,001297239
78	70,001327	348,2653	0,12943749	0,001294375
79	71,164946	354,0545	0,13329678	0,001332968
80	72,038374	358,3999	0,13372574	0,001337257
81	72,965924	363,0145	0,13787011	0,001378701
82	73,973513	368,0274	0,13772622	0,001377262
83	75,277035	374,5126	0,14201447	0,001420145
84	75,825735	377,2425	0,14358643	0,001435864
85	77,381442	384,9823	0,14658645	0,001465865
86	76,589773	381,0436	0,14358643	0,001435864
87	78,412343	390,1112	0,15258919	0,001525892
88	78,962195	392,8467	0,1503032	0,001503032
89	80,760589	401,794	0,15044574	0,001504457
90	80,998379	402,977	0,1503032	0,001503032
91	82,783243	411,8569	0,15416115	0,001541612
92	82,909047	412,4828	0,15316069	0,001531607

93	84,997332	422,8723	0,15773402	0,00157734
94	84,936877	422,5715	0,15902089	0,001590209
95	86,563689	430,6651	0,16287884	0,001628788
96	86,875463	432,2162	0,16502229	0,001650223
97	88,499405	440,2955	0,16888158	0,001688816
98	88,49336	440,2655	0,17002457	0,001700246
99	88,27054	439,1569	0,16745216	0,001674522
100	89,265741	444,1082	0,17474044	0,001747404
101	91,074498	453,107	0,18117214	0,001811721
102	91,739213	456,414	0,18288663	0,001828866
103	92,85072	461,9439	0,18345813	0,001834581
104	93,454118	464,9459	0,18574412	0,001857441
105	94,760233	471,4439	0,18817399	0,00188174
106	95,525707	475,2523	0,19317627	0,001931763
107	96,815132	481,6673	0,19589122	0,001958912
108	97,425438	484,7037	0,19817721	0,001981772
109	98,261444	488,8629	0,19989305	0,001998931
110	99,663138	495,8365	0,20575191	0,002057519
111	100,08632	497,9419	0,2074664	0,002074664
112	101,42582	504,6061	0,21161211	0,002116121
113	101,34378	504,1979	0,21532752	0,002153275
114	102,98959	512,386	0,2209013	0,002209013
115	102,74892	511,1887	0,22547328	0,002254733
116	104,33659	519,0875	0,23390589	0,002339059
117	103,68914	515,8664	0,23833533	0,002383353
118	105,26904	523,7266	0,24862498	0,00248625
119	104,78742	521,3304	0,25134127	0,002513413
120	105,7213	525,9766	0,25748521	0,002574852
121	104,8116	521,4507	0,25619967	0,002561997
122	105,53015	525,0256	0,2602015	0,002602015
123	104,92387	522,0093	0,25791417	0,002579142
124	104,9613	522,1955	0,25877208	0,002587721
125	104,38524	519,3296	0,25134127	0,002513413
126	105,31136	523,9371	0,26291645	0,002629165
127	104,97972	522,2872	0,26191599	0,00261916
128	105,46077	524,6804	0,26291645	0,002629165
129	104,35846	519,1963	0,25248427	0,002524843
130	105,05946	522,6839	0,2644884	0,002644884
131	104,9636	522,207	0,26477483	0,002647748
132	105,32086	523,9844	0,26806127	0,002680613
133	104,78051	521,2961	0,25891462	0,002589146
134	104,95467	522,1625	0,26777485	0,002677749
135	105,23017	523,5332	0,26663186	0,002666319
136	105,05601	522,6667	0,26491736	0,002649174
137	104,87119	521,7472	0,25662863	0,002566286
138	104,85392	521,6613	0,26477483	0,002647748
139	105,59578	525,3521	0,26763231	0,002676323
140	105,0658	522,7154	0,26491736	0,002649174
141	105,33381	524,0488	0,26220241	0,002622024
142	104,64519	520,6228	0,26177345	0,002617735
143	106,01983	527,4618	0,27420655	0,002742066
144	105,03298	522,5521	0,26534632	0,002653463
145	105,26184	523,6907	0,26434587	0,002643459
146	104,33255	519,0674	0,25262681	0,002526268
147	105,54742	525,1115	0,27363505	0,002736351
148	105,05802	522,6767	0,26863277	0,002686328

149	104,96705	522,2241	0,28020795	0,00280208
150	104,22892	518,5518	0,29421434	0,002942143
151	105,29437	523,8526	0,34208835	0,003420884
152	105,17749	523,2711	0,37781703	0,00377817
153	104,6259	520,5269	0,49343165	0,004934317
154	104,43101	519,5573	0,54630794	0,005463079
155	105,53245	525,0371	0,62090786	0,006209079
156	105,0586	522,6796	0,66077956	0,006607796
157	105,03557	522,565	0,75724431	0,007572443
158	104,34004	519,1047	0,82569895	0,00825699
159	104,92416	522,0107	0,91273062	0,009127306
160	105,08911	522,8314	0,94745884	0,009474588
161	105,00966	522,4361	1,0090528	0,010090528
162	105,04852	522,6295	1,0297746	0,010297746
163	104,56545	520,2261	1,07765	0,0107765
164	104,80699	521,4278	1,117094	0,01117094
165	104,26778	518,7452	1,1854048	0,011854048
166	105,2011	523,3886	1,209842	0,01209842
167	104,21308	518,473	1,2472852	0,012472852
168	105,25004	523,632	1,2621482	0,012621482
169	104,6806	520,799	1,2830125	0,012830125
170	105,81572	526,4464	1,3053063	0,013053063
171	104,4883	519,8423	1,3304589	0,013304589
172	105,18469	523,3069	1,3580414	0,013580414
173	104,24676	518,6406	1,3784768	0,013784768
174	104,92934	522,0365	1,4160625	0,014160625
175	104,14255	518,1221	1,4709398	0,014709398
176	105,10984	522,9345	1,5348211	0,015348211
177	104,52486	520,0242	1,5726932	0,015726932
178	105,15821	523,1752	1,6131364	0,016131364
179	104,486	519,8308	1,6275704	0,016275704
180	104,59424	520,3694	1,64329	0,0164329
181	104,50125	519,9067	1,6518651	0,016518651
182	105,00448	522,4103	1,6818761	0,016818761
183	104,78799	521,3333	1,7008835	0,017008835
184	104,13766	518,0978	1,7640507	0,017640507
185	104,17393	518,2783	1,7789124	0,017789124
186	104,33083	519,0589	1,7967767	0,017967767
187	104,32104	519,0101	1,802493	0,01802493
188	104,74222	521,1056	1,8119247	0,018119247
189	105,06781	522,7254	1,8182139	0,018182139
190	103,78673	516,3519	1,8106392	0,018106392
191	104,54645	520,1316	1,8172134	0,018172134
192	104,32564	519,033	1,8219293	0,018219293
193	104,45433	519,6733	1,8069238	0,018069238
194	104,89998	521,8904	1,819213	0,01819213
195	106,22941	528,5045	1,830647	0,01830647
196	106,03797	527,5521	1,8375063	0,018375063
197	107,14429	533,0562	1,8495105	0,018495105
198	106,43697	529,5372	1,8635155	0,018635155
199	107,45117	534,5829	1,8825228	0,018825228
200	106,44244	529,5644	1,8955274	0,018955274
201	105,61392	525,4424	1,9172497	0,019172497
202	105,96542	527,1911	1,9272543	0,019272543
203	107,29946	533,8282	1,938258	0,01938258
204	106,91543	531,9176	1,9485476	0,019485476

205	107,69875	535,8147	1,9472621	0,019472621
206	107,02943	532,4847	1,9542639	0,019542639
207	107,71286	535,8849	1,9699848	0,019699848
208	107,37747	534,2163	1,981989	0,01981989
209	107,7641	536,1398	2,0042828	0,020042828
210	107,7808	536,2229	2,0172874	0,020172874
211	107,86112	536,6225	2,039725	0,02039725
212	107,91841	536,9075	2,0513002	0,020513002
213	108,12741	537,9473	2,0754524	0,020754524
214	108,28373	538,725	2,0860284	0,020860284
215	108,37959	539,2019	2,1096077	0,021096077
216	108,46279	539,6159	2,1210404	0,021210404
217	108,43486	539,4769	2,1447636	0,021447636
218	108,84711	541,5279	2,1576256	0,021576256
219	108,63955	540,4953	2,1803511	0,021803511
220	109,46893	544,6215	2,1950715	0,021950715
221	110,48717	549,6874	2,268242	0,02268242
222	111,27222	553,5931	2,3675642	0,023675642
223	111,93895	556,9102	2,4696028	0,024696028
224	112,1989	558,2035	2,5749277	0,025749277
225	112,67621	560,5782	2,6753943	0,026753943
226	113,11234	562,748	2,7762898	0,027762898
227	113,539	564,8706	2,8766125	0,028766125
228	114,12339	567,7781	2,9755071	0,029755071
229	114,7884	571,0866	3,0758298	0,030758298
230	115,52969	574,7746	3,1750095	0,031750095
231	116,15785	577,8998	3,2823354	0,032823354
232	116,40974	579,1529	3,3836599	0,033836599
233	116,63659	580,2815	3,4828396	0,034828396
234	116,96909	581,9358	3,5861637	0,035861637
235	117,20429	583,1059	3,6824859	0,036824859
236	117,48555	584,5052	3,7785216	0,037785216
237	118,02273	587,1778	3,8689836	0,038689836
238	118,70127	590,5536	3,9585891	0,039585891
239	119,25602	593,3135	4,0541959	0,040541959
240	119,22262	593,1474	4,1542335	0,041542335
241	119,45178	594,2875	4,2565585	0,042565585
242	119,70166	595,5306	4,3514512	0,043514512
243	120,0949	597,4871	4,4447707	0,044447707
244	120,38537	598,9322	4,5400925	0,045400925
245	120,54284	599,7156	4,6294115	0,046294115
246	120,97956	601,8884	4,7167309	0,047167309
247	121,45773	604,2673	4,8033336	0,048033336
248	121,46262	604,2916	4,8903667	0,048903667
249	121,43786	604,1685	4,9759703	0,049759703
250	121,5605	604,7786	5,0640064	0,050640064
251	121,92784	606,6062	5,1574698	0,051574698
252	122,15124	607,7176	5,2517911	0,052517911
253	122,52778	609,5909	5,3473979	0,053473979
254	122,99415	611,9112	5,4467215	0,054467215
255	123,31456	613,5053	5,5426134	0,055426134
256	123,39056	613,8834	5,6416506	0,056416506
257	123,41705	614,0152	5,7439755	0,057439755
258	123,55667	614,7098	5,8404402	0,058404402
259	123,60474	614,949	5,9377616	0,059377616
260	123,73602	615,6021	6,0362272	0,060362272

261	123,97525	616,7923	6,1332635	0,061332635
262	124,31235	618,4694	6,2201539	0,062201539
263	124,61867	619,9934	6,3100445	0,063100445
264	124,55822	619,6926	6,4006503	0,064006503
265	124,41081	618,9593	6,4906847	0,064906847
266	124,57606	619,7814	6,5808617	0,065808617
267	124,6656	620,2269	6,6757544	0,066757544
268	124,82508	621,0203	6,7687889	0,067687889
269	125,07036	622,2406	6,8661115	0,068661115
270	125,42474	624,0037	6,9610043	0,069610043
271	125,70801	625,413	7,0616134	0,070616134
272	125,84562	626,0976	7,1629366	0,071629366
273	125,42099	623,985	7,265404	0,07265404
274	125,56954	624,7241	7,3647263	0,073647263
275	125,6513	625,1308	7,4647639	0,074647639
276	125,71607	625,4531	7,5688033	0,075688033
277	125,90521	626,3941	7,671841	0,07671841
278	126,24721	628,0956	7,773308	0,07773308
279	126,58317	629,767	7,8776352	0,078776352
280	126,41332	628,922	7,9806742	0,079806742
281	126,40929	628,9019	8,0845697	0,080845697
282	126,35718	628,6427	8,1850363	0,081850363
283	126,12601	627,4926	8,2833594	0,082833594
284	126,19942	627,8578	8,3778233	0,083778233
285	126,54171	629,5607	8,4752885	0,084752885
286	126,6796	630,2468	8,5710378	0,085710378
287	126,96403	631,6618	8,670075	0,08670075
288	127,10739	632,3751	8,7701126	0,087701126
289	126,78008	630,7467	8,8738656	0,088738656
290	126,78295	630,7609	8,9839064	0,089839064
291	126,75014	630,5977	9,0899468	0,090899468
292	126,78267	630,7596	9,2044184	0,092044184
293	126,90041	631,3453	9,3160312	0,093160312
294	127,20758	632,8735	9,4282168	0,094282168
295	127,38002	633,7314	9,5425446	0,095425446
296	127,53346	634,4948	9,6574452	0,096574452
297	127,07055	632,1918	9,7750607	0,097750607
298	126,95021	631,5931	9,8918183	0,098918183
299	127,0383	632,0313	10,006576	0,10006576
300	126,9813	631,7478	10,125048	0,10125048
301	127,16267	632,6501	10,241092	0,10241092
302	127,34518	633,5581	10,358707	0,10358707
303	127,56974	634,6753	10,481325	0,10481325
304	127,65092	635,0792	10,605228	0,10605228
305	127,48827	634,27	10,730993	0,10730993
306	127,25076	633,0884	10,856754	0,10856754
307	127,03111	631,9956	10,982515	0,10982515
308	127,2214	632,9423	11,108705	0,11108705
309	127,21621	632,9165	11,239041	0,11239041
310	127,37483	633,7056	11,36766	0,1136766
311	127,64977	635,0735	11,499138	0,11499138
312	127,55419	634,598	11,630901	0,11630901
313	127,43098	633,985	11,766237	0,11766237
314	127,34231	633,5438	11,812683	0,11812683